



XII. JAHRGANG 1915.

№ 1.

Die Tragkonstruktionen des Rathaus-Neubaues in Mülheim a. d. Ruhr.

Von Dipl.-Ing. Pappit, Vorsteher der Abteilung für Statik der Stadtverwaltung Mülheim a. d. Ruhr.



Abbildung 2. Blick vom Marktplatz auf Rathaus und Verbindungsbrücke.
Architekten: Pfeifer & Großmann in Karlsruhe.

I. Allgemeines und Fundamente.



Für den Rathausneubau in Mülheim a. d. Ruhr, ein Bauvorhaben von 2,5 Mill. M., dessen baukünstlerische Ausgestaltung auf Grund eines Wettbewerbes den Arch. Pfeifer & Großmann in Karlsruhe übertragen wurde, sind sämtliche Tragkonstruktionen mit Ausnahme der eisernen Ueberdachung des Kassenraumes der Stadtkasse und der hölzernen Dachstühle in Eisenbeton ausgeführt. Das ganze Gebäude, das zu beiden Seiten einer Hauptstraße, des sogenannten Notweges gelegen ist (vergl. den

an einigen Punkten festgelagerter Kies, der sonstüberall als Baugrund vorhanden war, erst in größerer Tiefe vorgefunden wurde, so wurden dort die Wasserdruckplatten gleichzeitig als Fundamentplatten ausgebildet, die an der tiefsten Stelle bei höchstem Hochwasser der Ruhr unter Abzug des Eigengewichtes der Platte einen Druck von rd. $16 \frac{t}{qm}$ aufzunehmen haben. Infolge dieses hohen Gesamtdruckes (Gebäude- und Wasserdruckes), haben sich zum Teil ganz bedeutende Plattenstärken ergeben, zumal an manchen Stellen, die als Auflagerreaktionen erforderlichen Gewichte nicht vorhanden waren; die größte rechnermäßig nötige Stärke war $1,2 m$. Ein Bild von den Gründungsarbeiten und der Bewehrung der Grundplatte geben die Abbildungen 3 und 4.

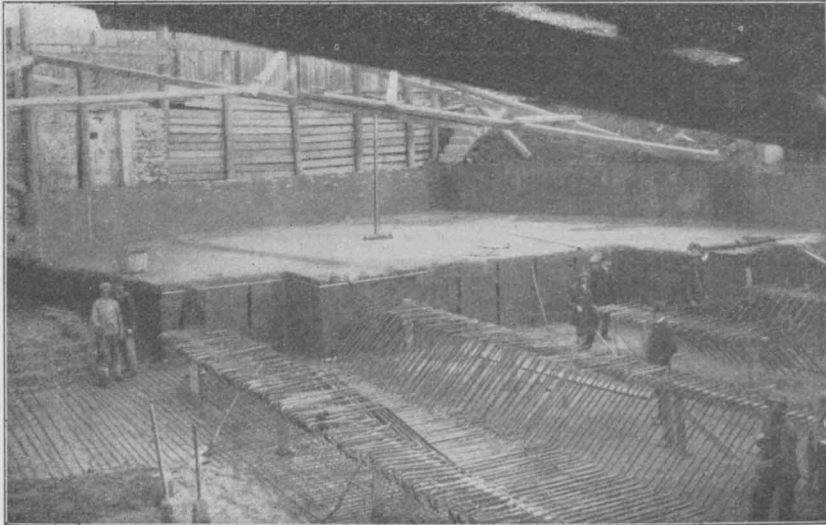


Abbildung 3. Die Bewehrung der $1,2 m$ starken Fundament- und Wasserdruckplatte.



Abbildung 4. Baugrube der $4,5 m$ unter Ruhr-HW. gelegenen Keller. Vorbereitungen für die Aufbringung der Isolierung.

Lageplan Abb. 1 hierneben und das Gesamtbild Abbildung 2, S. 1), reicht mit seinen Kellerräumen durchweg unter den Hochwasserspiegel der ungefähr $300 m$ entfernten Ruhr, an verschiedenen Stellen sogar bis $4,5 m$. Um alle diese Räume, zu denen auch der Ratskeller gehört, hochwasserfrei zu erhalten, mußten unter Wasserhaltung Wasserdruckplatten in Eisenbeton eingebaut werden, unter welche die Isolierung zu liegen kam. Diese letztere, die sehr sorgfältig ausgeführt werden mußte, besteht aus Blei zwischen doppelter Papplage (System Siebel) und wurde auf einer zur Abgleichung des Baugrundes vorher eingebrachten dünnen Beton-Schutzschicht verlegt. Da

terscheiden sich auch beide Konstruktionen sowohl in der Form als auch in der Befestigung der für die Unterdecke erforderlichen Holzlatten. Auf diese Holzlatten wurde ein dreifaches Rohrgewebe für den Lehm-Kalkputz festgenagelt.

Zur sicheren Verteilung von streifenartiger Belastung und Einzellasten auf mehrere benachbarte Rippen wurde bei einer Stützweite von mehr als $5 m$ in der Mitte der Spannweite eine statisch nicht in Rechnung gestellte, aber ebenfalls bewehrte Querrippe angeordnet. Bei den über mehrere Felder durchlaufenden Rippendecken wurden Momente und Querkkräfte nach den Regeln des durchlaufenden Trägers

Eine sehr starke Fundamentplatte erforderte auch der $67 m$ hohe Turm mit einem Gesamtgewicht von rd. $5800 t$; der größte Bodendruck wurde zu $3 \frac{kg}{qm}$ errechnet. Die Platte, deren Ausbildung und Bewehrung Abbildung 5 a—c darstellt, hat ein Ausmaß von $15 \cdot 14,5 m$ und besitzt eine Stärke von $1,62 m$. Bei der Ausführung der tiefer gelegenen Gründungen waren die Arbeiten wegen der Aussteifung der Baugrube und der ständigen Wasserhaltung äußerst schwierig.

II. Decken.

Sämtliche Decken des Rathaus-Neubaus (rd. $13000 qm$) wurden, soweit es nicht wirtschaftlicher war, sie als Plandecken herzustellen, als Eisenbeton-Rippendecken mit unterer Putzdecke ausgeführt, und zwar kamen zwei einander ganz ähnliche Konstruktionen zur Verwendung, wie Abbildung 6 zeigt. Der Abstand der Rippen, von Mitte zu Mitte gerechnet, beträgt durchweg $60 cm$, die Deckenhöhe ist je nach Ausführung, Spannweite und Belastung verschieden; sie schwankt zwischen 30 und $45 cm$ (letzteres Maß bei einer Belastung von $2000 \frac{kg}{qm}$), doch ist die Höhe von 30 und $35 cm$ vorherrschend.

Der plattenförmige Teil der Decke hat eine Stärke von $6 cm$ und ist zur Sicherheit mit 5 Rundeisen von $6 mm$ Durchmesser, die in der Unterkante der Platte durchlaufen, bewehrt. Im Falle A beträgt die Breite der Rippen auf ihre ganze Höhe $10 cm$; die Rippen schließen mit einer Voute an die Deckenplatte an. Im Falle B ist die Breite nur an der Unterkante $10 cm$, während sie sich nach oben hin bis auf $14 cm$ vergrößert. Wie aus den Abbildungen ersichtlich ist, unterscheiden sich auch beide Konstruktionen sowohl

Büroräume. Das Gesamtgewicht der Brücke, bei welchem die veränderliche Last nur eine verhältnismäßig untergeordnete Rolle spielt, beläuft sich auf rd. 750 t. Es wird von drei Eisenbeton-Tragwerken, sogenannten Vierendeel- oder Pfostenfachwerkträgern, aufgenommen und durch sechs Eisenbetonsäulen, die sich im Inneren der anschließenden Gebäudeteile befinden, auf die Fundamente übertragen. Wie aus dem Querschnitt der Ueberbrückung (Abbildung 7b) ersichtlich ist, liegt je ein Tragwerk in den beiden Außenwänden, und zwar im ersten Obergeschoß, und ein Tragwerk in der Trennungswand zwischen Büro und Flur. Dieses letztere wurde jedoch wegen mangelnder Bauhöhe in das zweite Geschoß verlegt, sodaß die Decke des ersten Geschosses mittels Hängeisen am Untergurt dieses Tragwerkes aufgehängt werden mußte. Die Träger haben eine Stützweite von rd.

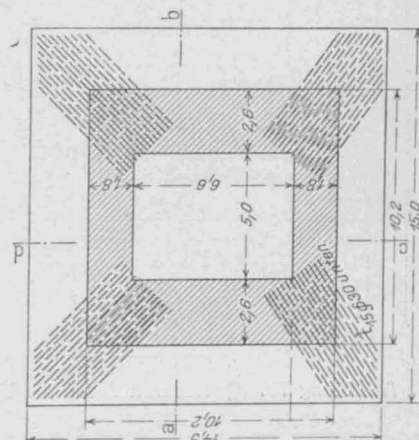


Abbildung 6 (rechts).
Ausbildung der Decken.

Die Tragkonstruktionen des Rathaus-Neubaues in Mülheim an der Ruhr.

The image contains two technical cross-section drawings of concrete slabs, labeled 'Baublock A' and 'Baublock B'.

Baublock A: This drawing shows a cross-section of a slab with a total width of 60 units. The top layer is labeled 'Linoleum', the middle layer is 'Estrich', and the bottom layer is 'Sandauffüllung'. The slab is supported by two vertical walls. The distance between the inner faces of the walls is 56 units. The height of the walls is labeled 'h-a' and 'h'. The slab is 10 units wide at the base. The walls are labeled 'Holzleiste' and 'Rohrputz'.

Baublock B: This drawing shows a similar cross-section of a slab. The top layer is 'Linoleum', the middle layer is 'Estrich', and the bottom layer is 'Sandauffüllg.'. The slab is supported by two vertical walls. The distance between the inner faces of the walls is 56 units. The height of the walls is labeled 'h-a' and 'h'. The slab is 10 units wide at the base. The walls are labeled 'Holzleiste' and 'Rohrputz'.

16 m, ihre Bewehrung geht aus den Abbildungen 8 und 9 hervor. Unter der Brücke ergibt sich für den gesamten Straßenverkehr eine Breite von rund 15 m im Lichten gemessen. Während für die Außenträger fünf Fenster als rechteckige Oeffnungen in Frage kamen, waren bei dem Mittelträger nur drei Türöffnungen freizuhalten. Um das Eigengewicht des Bauwerkes, das ebenso wie das Gesamtgebäude Muschelkalkverkleidung erhielt (vergl. die Ansicht der Brücke, Abbildung 10, die in No. 2 nachfolgt), möglichst klein zu halten, wurden alle Hinter- und Ausmauerungen in Schwemmsteinen ausgeführt.

Die Verteilung der Gewichte auf die drei Tragkonstruktionen ist derart, daß der eine Außenträger und der Mittelträger je ungefähr $17 \frac{t}{m}$, der andere Außenträger rd. $16 \frac{t}{m}$ Last erhält. Das höchste von einem Träger aufzunehmende Gewicht ist somit ungefähr $270 t$. Die Höhe der beiden äußeren Tragwerke, die sich von der Unterkante des Bogens im Scheitel bis zur Fensterbank des zweiten Geschosses er-

Von größtem Interesse dürfte jedoch die Ueberbrückung des sogenannten Notweges sein, welche die beiden Teile des Rathauses mit einander verbindet. Die Ueberbrückung, die in Abb. 7a und b im Grundriß und Schnitt dargestellt wird, ist zweigeschossig und enthält bei einer Gebäudetiefe von 11,2 m neben den Verbindungsfluren in beiden Geschossen

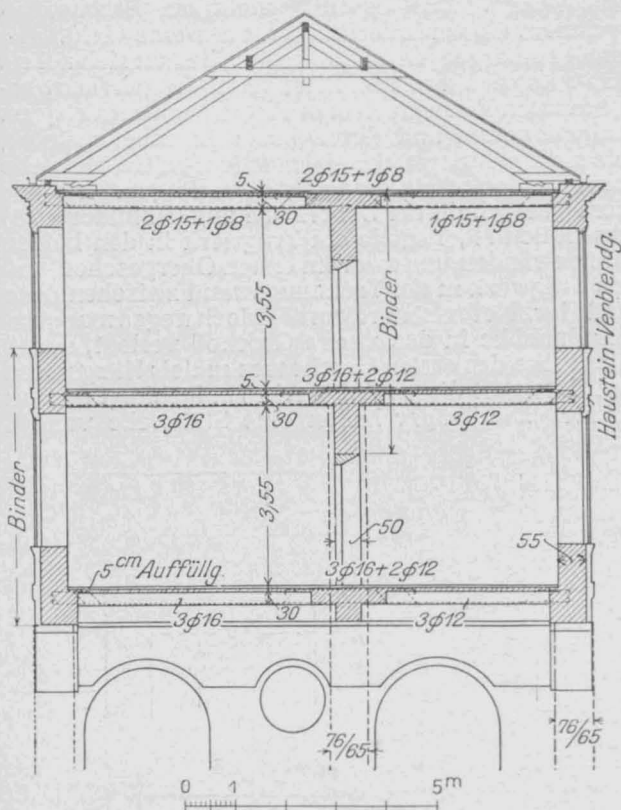


Abbildung 7b. Querschnitt durch die Ueberbrückung.

strecken, beträgt 5,3 m, die des mittleren Tragwerkes 5,44 m; letzteres erstreckt sich von Unterkante Türsturz des ersten Geschosses bis zur Oberkante der Decke des zweiten Geschosses. Die Konstruktionsbreite der äußeren Träger beträgt 0,55 m, die des mittleren 0,5 m.

Die Berechnung der Vierendeelträger erfolgte nach dem angenäherten Verfahren von Podolsky, da die genauen Verfahren den großen Nachteil bringen, einen erheblichen Zeitaufwand in Anspruch zu

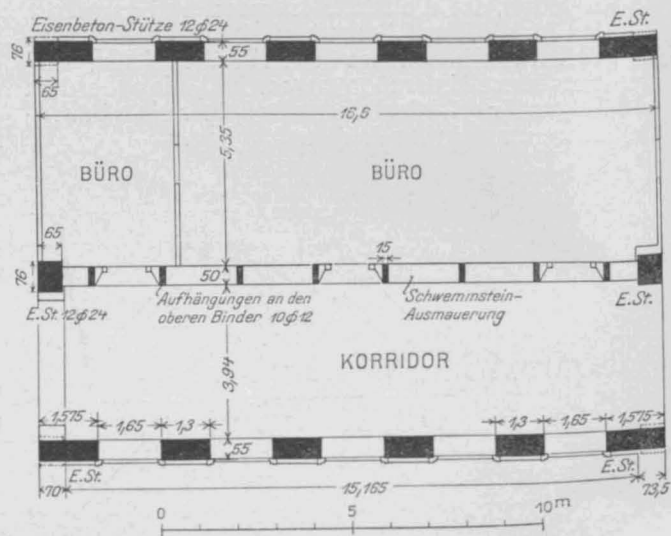
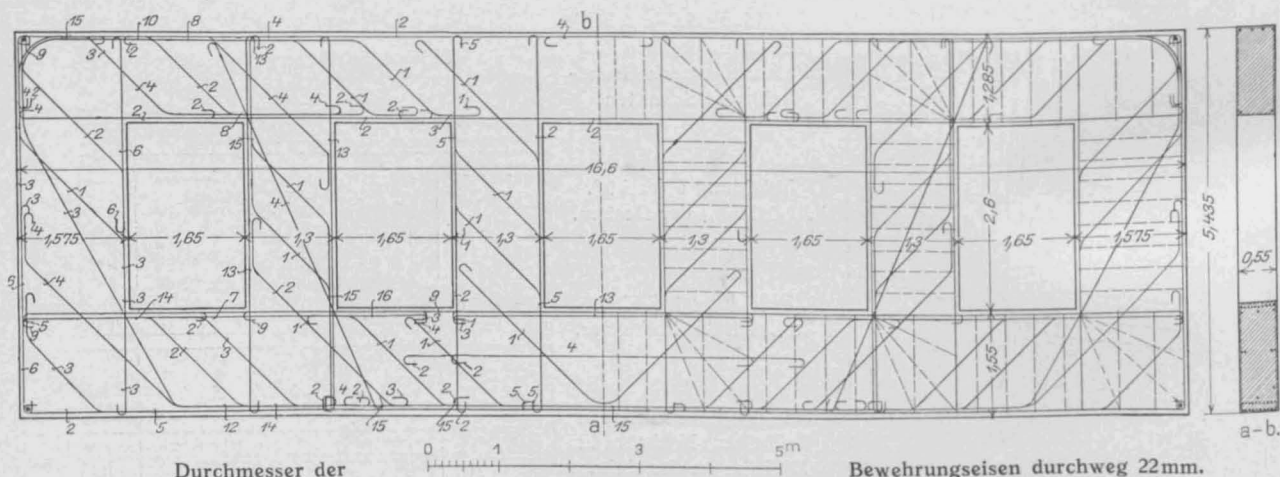


Abbildung 7a. Grundriß der Ueberbrückung.



Durchmesser der Bewehrungsseisen durchweg 22mm.

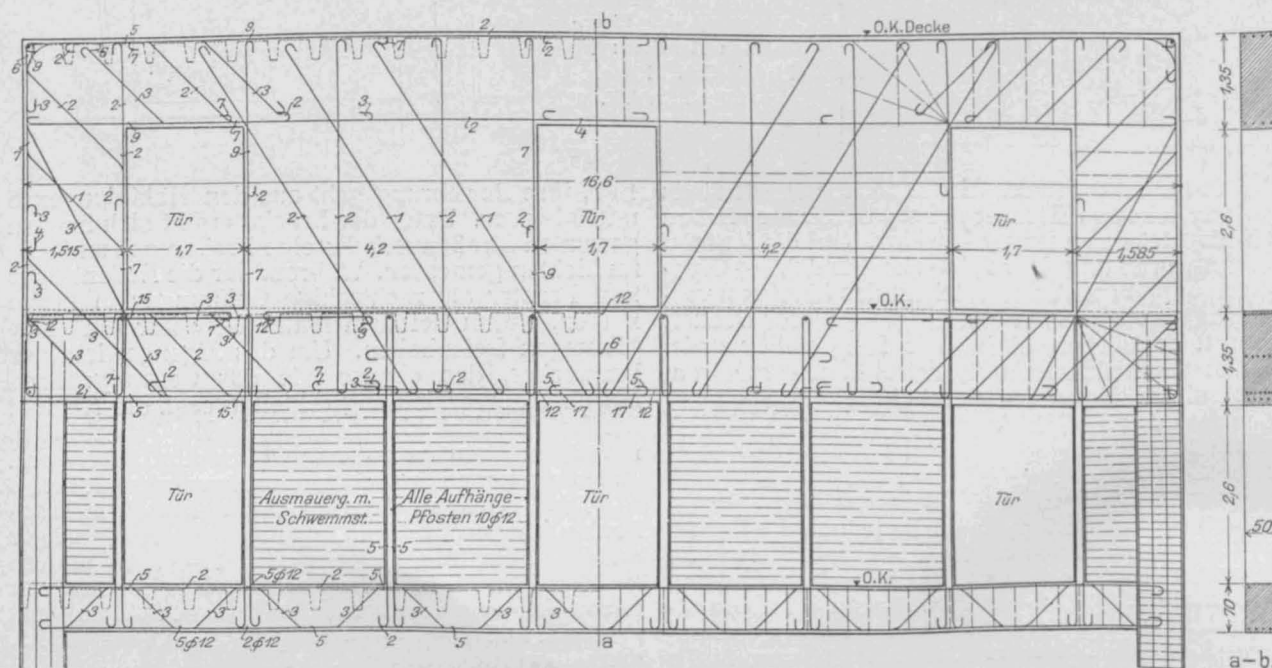


Abbildung 8 (oben). Außere Tragwand der Ueberbrückung. Abbildung 9 (unten). Desgl. innere Wand.

nehmen und doch nur durch zahlreiche vereinfachende Annahmen zu brauchbaren Lösungen führen. Nach dem genannten Verfahren werden die Annahmen gemacht, daß die Lasten nur in den Knotenpunkten angreifen, daß der Baustoff homogen ist und daß die Formänderung infolge der Normal- und

Bemessung der einzelnen Querschnitte durchgeführt; hierbei ist von einer Uebertragung von Zugspannungen durch den Beton abgesehen. Die Bestimmung der Querschnitts-Abmessungen ist mit Rücksicht auf die Ermittlung der Spannungs-Nullinie, wobei von einem angenommenen Querschnitt oder desgl. Be-

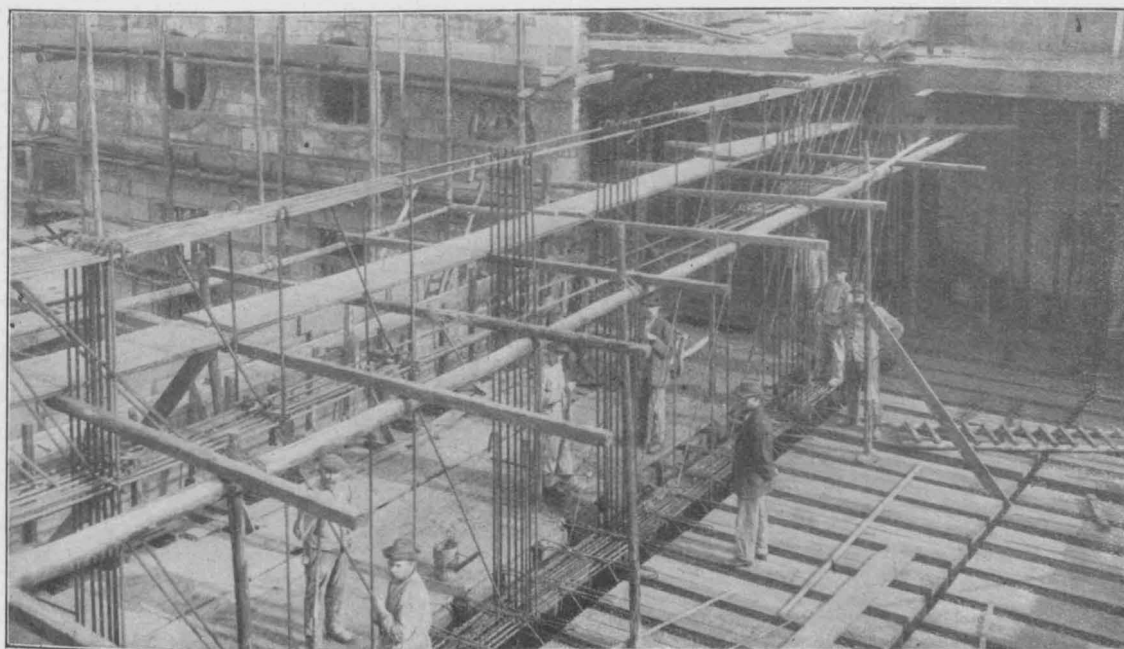


Abbildung 12. Ausführung des Innenträgers der Verbindungsbrücke.

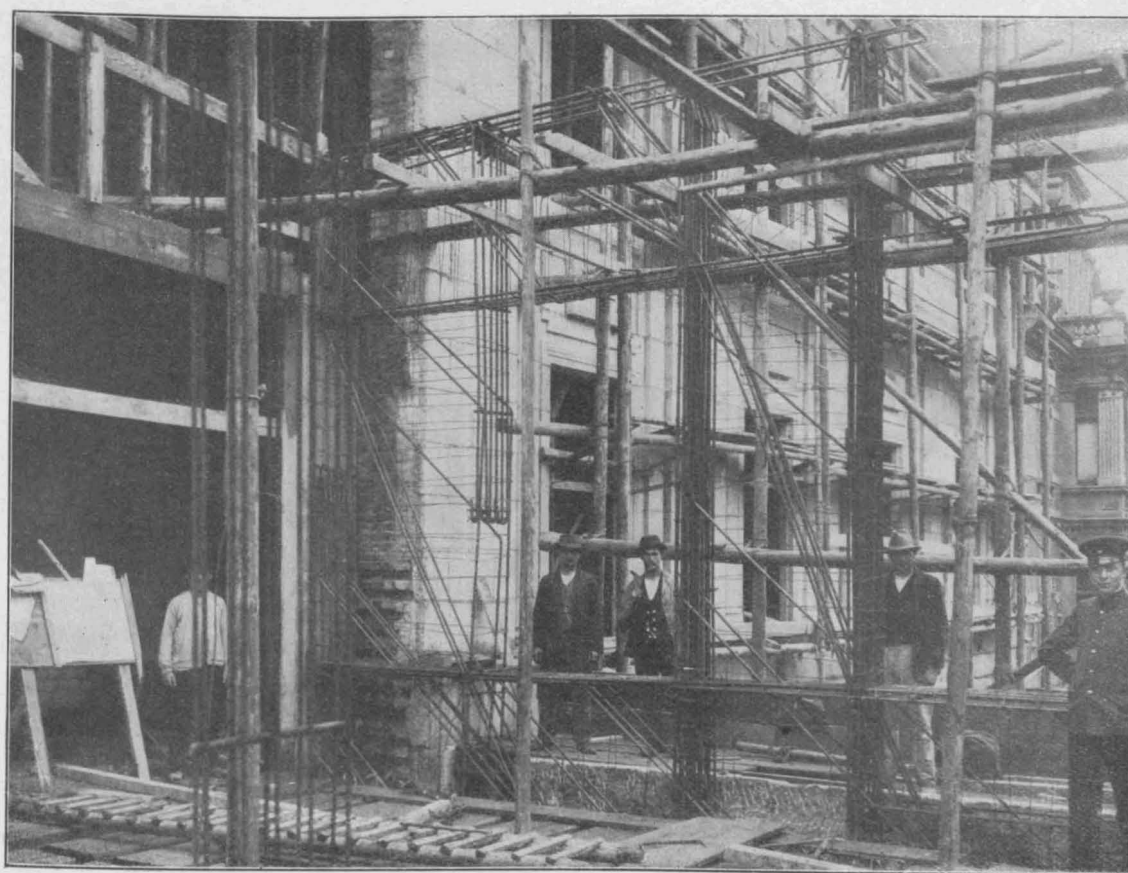


Abbildung 11. Ausführung des Außenträgers der Verbindungsbrücke.

Querkräfte vernachlässigt werden kann. Die Verteilung der Momente und Querkräfte auf den Ober- und Untergurt erfolgt im Verhältnis ihrer Steifigkeiten, d. h. ihrer Trägheitsmomente. Das Verfahren ist sehr einfach und übersichtlich. Entsprechend den Hauptspannungen, hervorgerufen durch die Normalkräfte, und den Zusatzspannungen, hervorgerufen durch die Biegemomente der Querkräfte, ist die

wehrung ausgegangen werden muß, etwas umständlich, zumal die kubische Gleichung für die Lage der Nullinie am besten nur durch Probieren gelöst werden kann. Für die Bewehrung wurden durchweg Rundeisen von 22 mm Durchm. verwendet, welcher Durchmesser im Hinblick auf die an manchen Stellen sehr zahlreichen Eisen sich am geeignetsten erwiesen hatte. —

(Schluß folgt.)

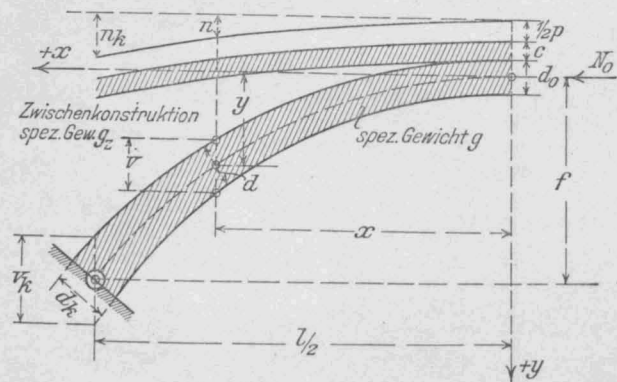
Neues Verfahren zur raschen Ermittlung der Formen und Normalkräfte von Gewölben.

Von Dr.-Ing. R. Färber, Oberingenieur der Firma Buchheim & Heister in Frankfurt a. M.

Die Frage, ob man einem Gewölbe Segmentform oder Korbbogenform geben solle, darf heute als erledigt gelten. Man weiß jetzt, daß es nur eine rationelle Form gibt, nämlich diejenige, bei welcher die Mittellinie mit der Stützlinie aus Eigenlast plus halber gleichmäßig verteilter Verkehrslast zusammenfällt. Wählt man diese Form, so erreicht man, daß die Momente möglichst klein werden, welche in den einzelnen Fugen des Bogens dadurch entstehen, daß die Verkehrslast in die für die betreffenden Fugen am ungünstigsten wirkenden Stellungen gebracht wird. Die Normalkräfte dagegen erfahren gegenüber den Stützlinienkräften aus Eigengewicht plus halber Verkehrslast nur geringe Änderungen; es macht wenig Unterschied, ob man die halbe Nutzlast über dem ganzen Bogen oder die ganze Nutzlast ungefähr über dem halben Bogen aufstellt. So hat man den weiteren Vorteil, daß man bei der Dimensionierung der Gewölbefugen auf die umständliche Ermittlung der den ungünstigsten Laststellungen entsprechenden Normalkräfte verzichten und so rechnen kann, als ob in jeder Fuge konstant nur die mit der Stützlinienkraft identische Normalkraft aus Eigenlast plus halber Nutzlast wirken würde. Diese setzt sich aus einem im ganzen Bogen gleich bleibenden wagrechten und einem nach dem Kämpfer zu wachsenden lotrechten Bestandteil zusammen. Letzterer wird im Scheitel des Bogens, d. h. da, wo die Mittellinie eine wagrechte Tangente aufweist, zu Null, sodaß der wagrechte Bestandteil dort rein zur Wirkung kommt. Dieser Umstand läßt es zweckmäßig erscheinen, bei der Behandlung der Bögen vom Scheitel auszugehen. Die Mitte der Scheitelfuge wird als Koordinaten-Ursprung und die wagrechte Tangente an die Gewölbe-Mittellinie daselbst als Abszissen-Achse gewählt. Die Gleichung der mit der Stützlinie zusammenfallenden Mittellinie lautet dann in Differentialform:

(1) $y'' = h : N_0$ *).

In dieser Gleichung bezeichnen y'' die zweite Ableitung der als Funktion der Bogenabszisse x ausgedrückten Bogenordinate y , ferner h die Belastung des Bogens ebenfalls für die durch die Abszisse x gegebene Stelle, endlich N_0 den konstanten Horizontalschub, zugleich die Normalkraft in der Scheitelfuge.



In obenstehender Abb. bedeutet c die über den ganzen Bogen weg konstante Belastung durch die Fahrbahn (Pflaster, etwaige Betonunterlage, Gewicht der Brüstungen geteilt durch die ganze Gewölbebreite). Im Abstand x vom Scheitel ist die Gesamtbelastung

$$(2) \dots h = \frac{1}{2} p + c + v \cdot g + \left(y + \frac{d_0}{2} - \frac{v}{2} - n \right) \cdot g_x.$$

Um diese Gleichung weiter bearbeiten zu können, muß man in erster Linie die senkrechte Bogenstärke v kennen. Für die Änderung der radialen Bogenstärke d gibt es keine zwingende Regel. Tolkmitt wollte die Bogenstärke proportional der Stützlinienkraft wachsen lassen. Diese Regel ist unbrauchbar, weil die Bogenabmessungen nicht nur von den Normalkräften, sondern vor allem auch von den hinzukommenden Momenten abhängen. Letztere sind im Kämpfer mehr als viermal so groß, als im Scheitel, während Tolkmitt's Regel bei flachen Bögen im Kämpfer und im Scheitel fast dieselbe Bogenstärke liefert, bei steilen Bögen aber zu viel zu großen Kämpferstärken führt. Ebenso unbrauchbar ist u. a. die Regel, die Bogenstärken so zu bemessen, daß das Produkt aus dem Trägheitsmoment und dem Kosinus des Tangentenwinkels konstant bleibt. Es ist praktisch notwendig, für ein Gewölbe die

Scheitelstärke d_0 und die Kämpferstärke d_k zu bestimmen. Das Verhältnis $d_k : d_0$ hänge nur wenig und indirekt von der Bogenkrümmung ab. Es bewegt sich, wie an anderer Stelle gezeigt werden soll, zwischen 1,2 und 1,9. Wie man die Gewölbestärke vom Scheitel nach dem Kämpfer, also von d_0 nach d_k wachsen läßt, ist ziemlich gleichgültig. Selbstverständlich muß die Zunahme stetig sein. Aber es steht nichts im Wege, dafür eine Regel zu wählen, welche die Berechnung der Mittellinie außerordentlich erleichtert, und die darin besteht, daß man die senkrechte Gewölbestärke proportional der Bogenordinate wachsen läßt. Man setzt also:

$$v = d_0 + (v_k - d_0) \cdot \frac{y}{f} = d_0 \left[1 + \left(\frac{v_k}{d_0} - 1 \right) \cdot \frac{y}{f} \right]$$

mit der Abkürzung

$$(3) \dots \frac{v_k}{d_0} - 1 = q, \text{ ergibt sich: } (4) \dots v = d_0 \left(1 + q \cdot \frac{y}{f} \right).$$

Da es sich bei der Fahrbahnoberfläche nur um geringe Steigungen handelt, so kann man ohne nennenswerten Fehler:

$$(5) \dots n = n_k \cdot \frac{y}{f} \text{ setzen. Damit ergibt}$$

Gleichung (2)

$$h = \frac{1}{2} p + c + d_0 \cdot g + \frac{y}{f} (d_0 g q + f g_x - \frac{1}{2} \cdot \frac{d_0}{2} \cdot q \cdot g_x q - n_k g_x).$$

Dieser Ausdruck muß mit $y = 0$ in die Scheitelbelastung, die mit s bezeichnet werden soll, mit $y = f$ aber in die Kämpferbelastung übergehen, für welche der Buchstabe k gewählt wird. Man ersieht dann leicht, daß die obige Gleichung unter Benutzung dieser beiden Buchstaben die

Form annimmt: (6) . . . $h = s + \frac{y}{f} (k - s)$. Setzt man den gefundenen Ausdruck in die Gleichung (1) ein, so erhält man

$$(7) \dots y'' = \frac{s}{N_0} + \frac{y}{f} \cdot \frac{k - s}{N_0}.$$

Diese Differentialgleichung ist integrierbar und liefert die Gleichung der Mittellinie:

$$(8) \dots y = \frac{f \cdot s}{k - s} \left[\text{Co}f. x \cdot \sqrt{\frac{k - s}{f \cdot N_0}} - 1 \right]$$

Den etwas umständlichen Integrationsvorgang habe ich der Raumersparnis halber weggelassen; praktisch kommt es ja nur auf das Ergebnis an, von dessen Richtigkeit man sich am leichtesten durch zweimaliges Ableiten überzeugt. Durch das deutsche Schriftzeichen ist wie üblich der hyperbolische Kosinus bezeichnet. Setzt man nun

$$(9) \dots \begin{cases} y : f = \eta \\ x : \frac{l}{2} = \xi \\ k : s = \varkappa, \end{cases}$$

so erhält man

$$(10) \dots \eta = \frac{1}{\varkappa - 1} \left(\text{Co}f. \xi \cdot \sqrt{\frac{l^2}{4f} \cdot \frac{k - s}{N_0}} - 1 \right).$$

Nun muß mit $\xi = 1$ auch $\eta = 1$ werden, woraus sich die Gleichung

$$(11) \dots \sqrt{\frac{l^2}{4f} \cdot \frac{k - s}{N_0}} = \text{Ar. Co}f. \varkappa = \varkappa'$$

ergibt. Damit geht die Mittellinien-Gleichung in die überaus einfache Form über:

$$(12) \dots \eta = \frac{\text{Co}f. \varkappa' \xi - 1}{\varkappa - 1},$$

wobei \varkappa' eine durch Gleichung (11) gegebene Funktion von \varkappa darstellt. Die Gleichung der Mittellinie ist also (mit f und $\frac{l}{2}$ als Einheiten gerechnet) nur noch abhängig

von dem Verhältnis \varkappa der Belastung im Kämpfer zur Belastung im Scheitel. Praktisch wird man η für $\xi = 0,1$ $\xi = 0,2$ u. s. f. ausrechnen, und durch Multiplikation mit dem Pfeil f die wirklichen Ordinaten bestimmen. Die lotrechten Bogenstärken ergeben sich nach Gleichung (4) zu

$$(13) \dots v = d_0 (1 + q \cdot \eta),$$

und die Ordinaten der beiden Leibungen erhält man, indem man $\frac{1}{2} v$ zu der Mittellinienordinate zuzählt, bezw. abzieht.

Für die praktische Handhabung genügen schon die Tafeln der Hyperbelfunktionen, wie sie die „Hütte“ gibt; ausführlicher sind die „Tafeln der Hyperbelfunktionen von Dr. Ligowski“, Berlin 1889. Da kleine Abweichungen in

*) Vergl. Färber, Dreigelenkbogenbrücken, 3. Kap., woselbst man auch den Mittelliniensatz bewiesen findet.

der Größe von κ ohne Belang sind, ohnehin auch k und s wegen der Unsicherheit der spezifischen Gewichte nicht mit übergroßer Genauigkeit ermittelt werden können, so empfiehlt es sich, diejenigen dem berechneten κ -Wert zunächst liegende Zahl zu verwenden, welche einen aus der Tafel ohne Interpolation ablesbaren Wert von κ' liefert. Hat man z. B. die Scheitelbelastung zu $2,8 \text{ t/qm}$, die Kämpferbelastung zu $3,4 \text{ t/qm}$ ermittelt, so findet man $\kappa = 3,4 : 2,8 = 1,215$. Aus der Tafel der Hyperbelfunktionen findet man aber $\zeta_{0,65} = 1,2188$; man wird also diesen letzteren Wert anstelle von $1,215$ verwenden, wodurch κ' den runden Wert $0,65$ annimmt. Für $\xi = 0,5$, d. h. in der Mitte zwischen Scheitel und Kämpfer erhält man damit: $\eta = (\zeta_{0,65} \cdot 0,5 - 1) : (1,2188 - 1,0) = 0,0532 : 0,2188 = 0,2435$. Würde man statt dessen $\kappa = 1,2119$, mithin $\kappa' = 0,64$ gewählt haben, so hätte sich $\eta = 0,0516 : 0,2119 = 0,2438$ ergeben. Würde der Pfeil z. B. $3,20 \text{ m}$ betragen, so erhielte man die Ordinate im einen Fall zu 779 , im anderen Fall zu 780 mm ; der genaue κ -Wert würde eine zwischenliegende Ordinate geliefert haben; die Abweichung macht also nur etwa $1/2 \text{ mm}$ aus, ist also ohne Weiteres zulässig. Würde — was allerdings praktisch nicht möglich ist — die Kämpferbelastung gleich der Scheitelbelastung, also $\kappa = 1,0$ sein, so würde die Mittellinien-Gleichung die Form einer Parabel annehmen, wobei sich mit denselben Zahlen wie oben die Ordinate zu 800 mm ergeben würde. Würde anderseits die Kämpferbelastung auf $7,6 \text{ t/qm}$, also κ auf $7,6 : 2,8 = 2,72$ anwachsen, so erhielte man $\kappa' = 1,66$ und η (für $\xi = 0,5$) $= (\zeta_{0,5} \cdot 0,5 \cdot 1,66 - 1) : 1,7247 = 0,3740 : 1,7247 = 0,217$, und für $f = 3,20 \text{ m}$ die Ordinate 694 mm . Diese Beispiele, an denen man auch die einfache Handhabung der Bogen-Gleichung studieren kann, zeigen, daß sich die Mittellinie mit wachsender Kämpferbelastung immer mehr über die Parabelform erhebt.

Die Gleichung (11) gestattet überdies in sehr einfacher Weise die Berechnung des Horizontalschubes (N_0). Man erhält:

$$(14) \dots \dots \dots N_0 = \frac{s \cdot l^2}{8f} \cdot \frac{2(\kappa - 1)}{\kappa'^2} = \underline{H \cdot \kappa_h}$$

Hier bedeutet H denjenigen Horizontalschub, der entstehen würde, wenn nur die Scheitelbelastung gleichmäßig verteilt wirken und kein Zuwachs der Belastung vom Scheitel nach dem Kämpfer stattfinden würde. Die Einwirkung des Zuwachses der Belastung wird durch Multiplikation mit dem Faktor κ_h berücksichtigt, der selbst wieder nur von κ abhängt. Bei dem zuletzt angeführten Beispiel mit $\kappa = 2,7247$ würde sich $\kappa_h = 2 \cdot 1,7247 : 1,66^2 = 1,252$ ergeben, mithin für eine Spannweite $l = 32 \text{ m}$ $N_0 = (2,8 \cdot 32^2 : 8 \cdot 3,20) \cdot 1,252 = 140 \text{ t}$.

Die lotrechte Komponente der Stützlínienkraft ist gegeben durch

$$(15) \dots \dots \dots V = N_0 \cdot y' = N_0 \cdot \frac{f}{\frac{1}{2}l} \cdot \eta' = \frac{s \cdot l}{2} \cdot \frac{\zeta_{\text{in. } \kappa' \xi}}{\kappa'} = \underline{G \cdot \kappa_v}$$

Analog der Bedeutung von H bezeichnet hier G das halbe Bogengewicht unter der Annahme, daß die Scheitelbelastung s konstant bliebe. κ_v selbst ist eine von κ und ξ abhängige, an jedem Punkt des Bogens also verschieden große Zahl, mit welcher G multipliziert werden muß, damit man die Vertikalkraft an der betreffenden Stelle erhält. In dem eben behandelten Beispiel erhielte man (für $\xi = 0,5$) $\kappa_v = (\zeta_{\text{in. } 0,5 \cdot 1,66}) : 1,66 = 0,57$, mithin $V = 2,8 \cdot 1/2 \cdot 32 \cdot 0,57 = 25,5 \text{ t}$, und für $\xi = 1,0$ (Auflagerdruck im Kämpfer) $\kappa_v = (\zeta_{\text{in. } 1,66}) : 1,66 = 1,528$, also $V_k = 2,8 \cdot 16 \cdot 1,528 = 68,4 \text{ t}$.

Aus N_0 und V ergibt sich die Normalkraft

$$(16) \dots \dots \dots N = \sqrt{N_0^2 + V^2}$$

Man sieht nun leicht, daß die radiale Fugenstärke d aus der lotrechten Bogenabmessung v gewonnen wird mittelst der Gleichung

$$(17) \dots \dots \dots d = v \cdot \frac{N_0}{N}$$

Setzt man hier den durch Gleichung (13) gegebenen Wert von v , und zwar für den Kämpfer ein, so erhält man

$$d_k = d_0 \cdot \frac{N_0}{N_k} (1 + \varphi) \text{ und hieraus}$$

$$(18) \dots \dots \dots \varphi = \frac{d_k \cdot N_k}{d_0 \cdot N_0} - 1.$$

Damit ist der Faktor φ , welcher die Zunahme der lotrechten Bogenstärke regelt, aus der Kämpfer- und Scheitelstärke, sowie den im Kämpfer und Scheitel wirkenden Normalkräften bestimmt. Würde man im eben behandelten Beispiel eine Scheitelstärke von 55 cm und eine Kämpferstärke von 78 cm gewählt haben, so würde man,

da $N_k = \sqrt{140^2 + 68,4^2} = 156 \text{ t}$ ist, $\varphi = (78 \cdot 156 : 55 \cdot 140) - 1 = 0,58$ gefunden haben. Damit erhielte man nach Gleichung (13) $v = 55 (1 + 0,58 \eta)$. Also für $\xi = 0,5$ und $\eta = 0,217$ $v = 55 \cdot 1,1255 = 62 \text{ cm}$ und $d = 62 \cdot 140 : \sqrt{140^2 + 25,5^2} = 61 \text{ cm}$.

Das entwickelte Berechnungsverfahren kann auch auf unsymmetrische Bögen angewendet werden. Offenbar ist es an sich nicht nötig, daß die Bogenpartien links und rechts des Scheitels gleich sind; nur der von jeder Bogenpartie ausgeübte Schub N_0 muß derselbe sein. Die Ungleichheit der beiden Bogenpartien kann in verschiedener Höhenlage der Kämpfer, oder in verschiedener Ausbildung des Ueberbaues oder in beiden zugleich begründet sein. In jedem Fall handelt es sich darum, die richtige Scheitellage zu finden, welche nun nicht mehr wie bei symmetrischen Bögen in der Mitte zwischen den beiden Kämpfern liegen kann. Hierfür dient die Gleichung $H \cdot \kappa_h (\text{links}) = H \cdot \kappa_h (\text{rechts})$, worin nur die in H steckenden Größen $l (\text{links})$ und $l (\text{rechts})$ unbekannt sind. Da man die Gesamtspannweite l ebenfalls kennt, so kann man die weitere Gleichung $l (\text{links}) + l (\text{rechts}) = 2l$ anschreiben und aus diesen beiden Gleichungen die beiden Unbekannten bestimmen, worauf die beiden verschiedenen Bogenhälften — jede für sich — konstruiert werden können.

Würde ein Gewölbe nur den bisher zugrunde gelegten Belastungsfall (Eigenlast plus halbe Nutzlast) auszuhalten haben, so könnte die Mittellinie beliebige Gelenke besitzen, ohne daß die Standfestigkeit leiden würde, weil ja die Stützlíne durch die Mitte all dieser Gelenke hindurchgehen würde. Tatsächlich müssen die Gewölbe aber auch andere Belastungsfälle, entsprechend den verschiedenen möglichen Stellungen der Nutzlast ertragen. Sie müssen also eine gewisse Steifigkeit besitzen, um außer den Normalkräften auch hinzutretende Biegemomente aufnehmen zu können. Dadurch entsteht aber sofort eine Schwierigkeit. Denkt man sich nämlich den Schub N_0 (vergl. Abb.), gleichviel wodurch, entstehend, so wird infolge der Zusammendrückung von Bogen und Widerlager die Scheitelfuge nach links ausweichen. Entsprechend würde die Scheitelfuge der rechten Bogenhälfte sich nach rechts bewegen. Nun müssen die Scheitelfugen der beiden Bogenpartien aber zusammenfallen und um das zu erreichen, müssen die Bogenhälften Drehungen nach abwärts ausführen, bis sich die Scheitelmitten an einer tiefer gelegenen Stelle wieder treffen. Natürlich geht der Vorgang beim Ausrüsten nicht derart zerlegt, sondern in einer Stufe vor sich, deren sichtbares Ergebnis die eingetretene Scheitelsenkung ist. Da nun aber der Bogen nach dem eben Gesagten eine gewisse Steifigkeit besitzen muß, so können die notwendigen Verdrehungen nicht eintreten, ohne daß dadurch Biegungsspannungen entstehen. Der Bogen ist also nicht mehr bei Grundbelastung rein zentrisch beansprucht. Die Auffindung des Mittelliniensatzes würde also bei eingespannten Bögen an Bedeutung verlieren, wenn es mir nicht gelungen wäre, auch ein technisches Verfahren auszuarbeiten, welches diese Ausrüstungsspannungen beseitigt, gegen welche Theorie und Rechnung nichts vermögen. Ueber eine interessante Anwendung dieses, der Firma Buchheim & Heister patentierten Gewölbe-Expansions-Verfahrens ist kürzlich an dieser Stelle berichtet worden. Zum vollen Verständnis desselben ist es allerdings notwendig, auch die Biegemomente, welche in Gewölben auftreten eingehend zu erörtern, was in Aussicht genommen ist. Ein älteres Hilfsmittel ist der Einbau dreier Gelenke in die Bogenmittellinie, ursprünglich im Scheitel und in den Kämpfern, besser jedoch ungefähr bei $\xi = 0,8^*$. Diese ermöglichen die als Folge der Bogenverkürzung auftretende Drehung ohne Spannung, haben jedoch auch gewisse Nachteile im Gefolge. Für die hier in Frage stehenden Faktoren ist es jedoch gleichgültig, ob Gelenke angeordnet werden oder nicht, wenn nur die Ausrüstungsspannungen ausgeschaltet sind. Höchstens fällt bei Dreigelenkbögen ins Gewicht, daß der vorausgesetzte Zuwachs der Gewölbestärke nicht so leicht verwirklicht werden kann, wie bei eingespannten Bögen. Daß aber selbst in diesem Fall die mitgeteilten Formeln ausgezeichnete Dienste leisten, zeigt folgendes Beispiel: Die Puppenbrücke in Lübeck**) ist bezüglich ihrer Standsicherheit nach erfolgter Hebung einer genauen Berechnung unterzogen worden, wobei sich für Eigenlast und halbe Nutzlast der Schub $= 149,3 \text{ t}$, der Auflagerdruck im Kämpfer $= 69,9 \text{ t}$ ergab (für 1 m Tiefe). Das Gewölbe ist ein Dreigelenkbogen alten Systems mit Kämpfergelenken und starker Anschwellung in den Mitten der Bogenhälften, weist also nichts weniger als stetige Zunahme der Gewölbe-

*) Siehe Färber, Dreigelenkbogen, Kap. 6, Die richtige Lage der Seitengelenke. **) Siehe No. 18 der „Mitteilungen“, Jahrg. 1914.

DEUTSCHE BAUZEITUNG

MITTEILUNGEN ÜBER ZEMENT, BETON- UND EISENBETONBAU

UNTER MITWIRKUNG DES VEREINS DEUTSCHER PORTLAND-
CEMENT-FABRIKANTEN UND DES DEUTSCHEN BETON-VEREINS

XII. JAHRGANG 1915.

NO 2.

Schachtanlage und Traß-Silo auf der Grube „Idylle“ in Kruft (Rhld.).

(Erbaut von d. Fa. Dyckerhoff & Widmann A.-G. in Biebrich a. Rh.)

Von Dr.-Ing. Paul Müller, Biebrich a. Rhein. (Hierzu die Abbildungen S. 12.)



ur Erschließung der im Nettetal zwischen Plaidt und Kruft noch vorhandenen großen Tuffsteinlager, aus denen allein der echte Nettetaler Traß gewonnen wird, beschloß i. J. 1911 die in Coblenz am Rhein gegründete Traß-Industrie m. b. H. unter Leitung

ihres Direktors Hrn. Rumswinkel, das Gut Idylle in Kruft, auf dessen Ländereien große Tuffsteinlager vorhanden sind, anzukaufen und auszubeuten.

Entsprechend der Mächtigkeit der Tuffsteinbänke stand es von Beginn des Unternehmens an fest, die Erschließung der Grube, von der die Aufnahme Abbildung 1 eine Uebersicht gibt, mit den modernsten, seitens der Technik zur Verfügung stehenden Hilfs-



Abbildung 1. Blick in die Traßgrube zu Anfang der Erschließung.

mitteln vorzunehmen und diesen Grundsatz auch bei der Verarbeitung der Tuffsteine zu Traß beizubehalten. Die jetzt in vollem Betriebe befindliche Grube und Traßmühle kann daher mit Recht als vorbildlich bezeichnet werden. Selbstverständlich besitzt die Grube Bahnanschluß, sowohl zur Traßmühle, als auch zur Grube selbst. Die Förderung der unten in der Grube gewonnenen Tuffsteine geschieht durch eine Schachtanlage, die zunächst in Folgendem näher beschrieben werden soll.

Die Schachtanlage. Der Höhenunterschied

trischen Bohrers ein Loch von 30 cm Durchmesser von dem Gelände auf ± 0 aus senkrecht nach unten bis in den Stollen gebohrt und durch dieses Loch der gelöste Boden trichterförmig abgebaut (vergl. Abbildung 3). Unten im Stollen unter dem Loch befanden sich Muldenkipper, in welche die Erdmassen einfach hineinfielen. Sobald ein Zug beladen war, und keine Massen mehr durch das Loch hinabgeworfen werden durften, wurde dies durch ein Klingelsignal nach oben mitgeteilt. Die beladenen Züge wurden durch die Grubenlokomotiven gleich dem

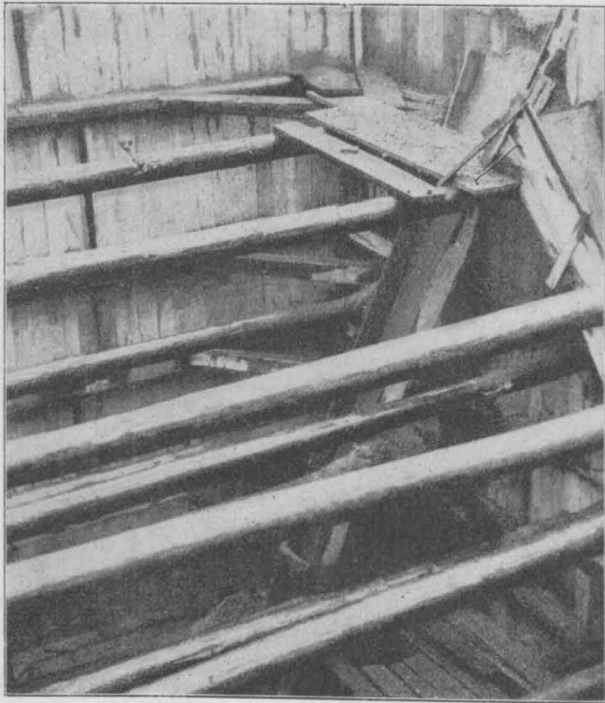


Abbildung 4. Schachtauszimmerung.

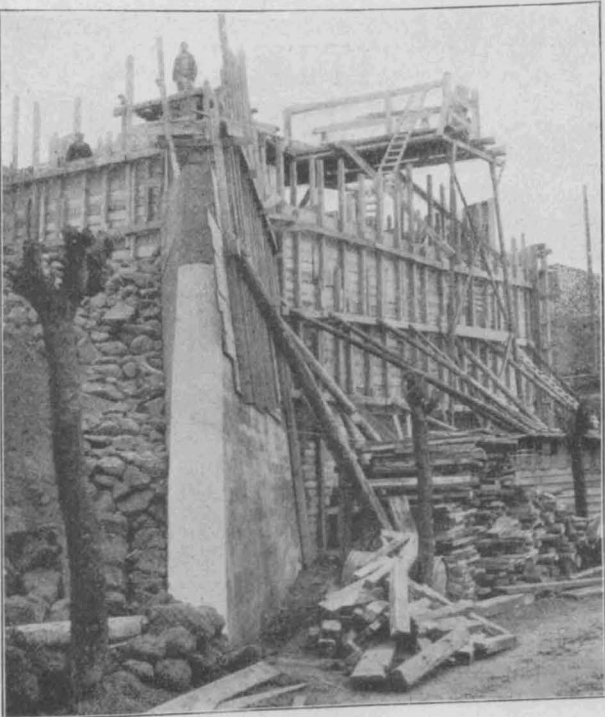


Abbildung 5. Ausführung des Schachtgebäude-Unterbaues. Freie Front mit Flügelmauern.

zwischen dem Gelände, auf dem sich die Traßmühle befindet, und der Grubensohle beträgt rd. 28 m. Ein doppelter Schacht aus Stampfbeton, der in rd. 20 m Entfernung von dem tiefsten Punkt der steil ansteigenden Grubenböschung liegt, dient zur Überwindung dieses Höhenunterschiedes. Abbildung 2 a—e, S. 12, stellt den Schacht in senkrechten und wagrechten Schnitten dar.

Für das Abteufen des Schachtes war der Umstand von günstigem Einfluß, daß etwa 19 m über der Grubensohle, längs der Grubenböschung ein genügend großes, wagrecht liegendes Gelände zurücksprang, von dem aus die Abteufungsarbeiten begonnen werden konnten. Der übrige Teil des Schachtes wurde frei hochgebaut und später hinterfüllt.

Die Abteufung des 19 m tiefen eigentlichen Schachtes geschah in der eigenartigen Weise, daß von der Grubensohle aus ein Stollen, der jetzt als Förderstollen dient, zunächst bis senkrecht unter die Schachtmitte und später noch ein Stück darüber hinaus vorgerieben wurde. Alsdann wurde mittels eines elek-

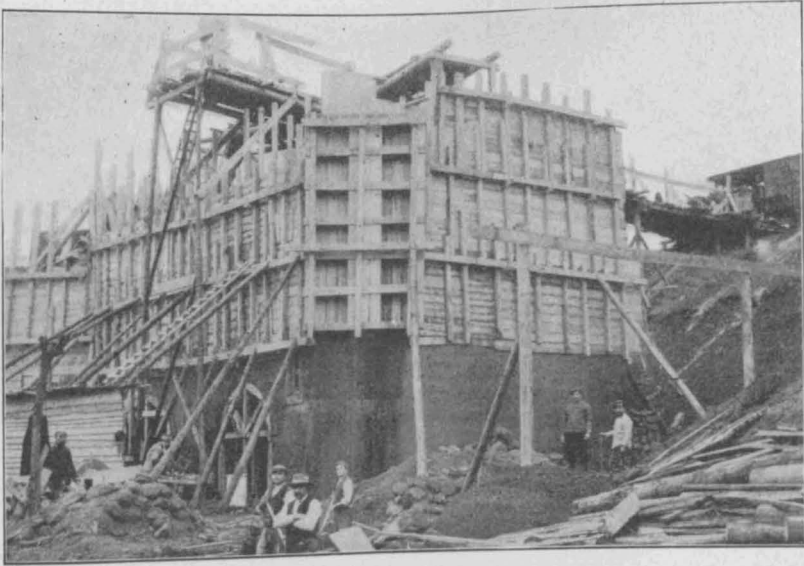


Abbildung 6. Ausführung des Schachtgebäude-Unterbaues.

übrigen Abraum der Grube fortgeschafft.

Auf diese Weise gestaltete sich die Abteufung außerordentlich einfach und wirtschaftlich, ebenso die Wasserhaltung, da die angeschnittenen Wasser-Adern durch das Loch in den Stollen abfließen konnten, von wo aus das Wasser durch einen besonderen Graben auf der Sohle des Stollens nach dem großen Pumpensumpf der Grube geleitet und von

dort mittels der elektrischen Pumpen-Anlage der Grube abgepumpt wurde.

Dicht hinter der Abteufungsmannschaft arbeiteten die Zimmerleute, die den Verbau des Schachtes herstellten. Letzterer wurde als senkrechter Verbau zwischen wagrechten Gevierten, die in Entfernungen von 1 bis 2 m, je nach der Lagerung des Gebirges angeordnet waren, hergestellt (Abbildung 4). Im unteren Teil des Schachtes erübrigte sich des festen Tuffsteins wegen ein Verbau.

Die Ausbetonierung der Schachtwandungen erfolgte von unten herauf, wobei es durchweg gelang,

den Verbau herauszunehmen und den Beton unmittelbar gegen das Erdreich zu stampfen.

Der Schacht wurde als vierseitiger geschlossener Rahmen mit Querstützung, gebildet durch die Trennungswand zwischen Pumpen und Förderschacht, berechnet. Mit Rücksicht darauf, daß Zug- und Druckspannungen im reinen Betonquerschnitt bei Bieungsbeanspruchung nicht gleich sind, sondern daß die Zugbeanspruchung nur etwa $\frac{2}{3}$ der nach

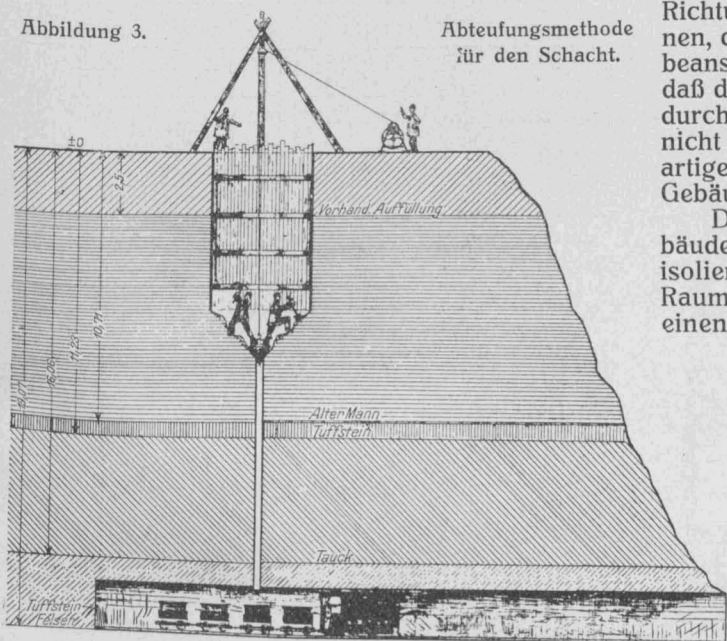
der Navier'schen Formel $\sigma_{bz} = \frac{6 M}{b h^2}$ ermittelten, be-

trägt, ergab sich, daß die auftretenden Zugspannungen ohne Eiseneinlagen von dem reinen Betonquerschnitt aufgenommen werden können. Die Trennungswand zwischen den beiden Schachthälften wurde aus Gründen der besseren Uebersichtlichkeit mit Durchbrechungen in regelmäßigen Abständen versehen.

Im Pumpenschacht befinden sich sechs in Eisenbeton hergestellte Pumpenkammern (P. K. in Abbildung 2), die zur Aufnahme der elektrisch angetriebenen Pumpen dienen, nebst einem darüber

Abbildung 3.

Abteufungsmethode für den Schacht.



gelegenen Wasserbecken (W. B.), in welches die abgepumpten Wasser befördert und von wo aus sie abgeleitet werden. Mit Ausnahme des Wasserbeckens, welches von oben in offener Baugrube hergestellt worden ist, wurden diese Kammern vom Schacht aus nach Art des Stollenbaues vorgetrieben, was mit Rücksicht auf den beschränkten Platz im Schacht eine mühsame Arbeit war.

Das aufgehende Schachtgebäude, dessen Ausführung im unteren Teil die Abbildungen 5 und 6 zeigen, zerfällt ebenfalls in zwei Teile, den eigentlichen Förderschacht und in den über dem Pumpen-

schacht gelegenen Teil, der in Höhe der Ordinate ± 0 als Aufenthaltsraum für die Arbeiter bzw. Geräteraum und im darüber befindlichen Geschoss als Transformatorstation dient. Die Decken und Treppen in letzteren Räumen bestehen aus Eisenbeton.

Das Schachtgebäude wurde in statischer Hinsicht ebenfalls als vierseitiger geschlossener Rahmen mit Querstützung aufgefaßt. Die Querstütze wird durch die Trennungswand gebildet, die im Gegensatz zu der aus Stampfbeton bestehenden Querwand im eigentlichen Schacht in Eisenbeton hergestellt ist. Diese Trennungswand wirkt, des fehlenden Gegen-druckes des vorn nicht hinterfüllten Schachtgebäudes wegen, nicht in wagrechten Ebenen, sondern in senkrechter Richtung nach Art einer Winkelstütz-mauer. Die Fundamente des Schachtgebäudes sind unabhängig von dem eigentlichen Schacht mittels einer durchgehenden Trennungsfuge hergestellt, damit Setzungen ungehindert eintreten können; des-gleichen sind die beiderseitigen Flügelmauern mittels einer Verzahnung in der Weise an das Schachtge-bäude angeschlossen, daß Kräfte in wagrechter Richtung auf das Gebäude übertragen werden können, daß somit die Flügelmauern in ihren am meisten beanspruchten Querschnitten wagrecht gestützt sind, daß dagegen senkrechte Kräfte mit Ausnahme der durch Reibung in der Verzahnung übertragenen nicht aufgenommen werden, und somit verschieden-artige Setzungen der Flügelwände und des Schacht-Gebäudes stattfinden können.

Die hinterfüllten Rückenflächen des Schachtge-bäudes wurden mittels eines Goudron-Anstriches isoliert; ferner erhielten der Arbeiter-Aufenthalts-Raum, sowie die Transformatoren-Station im Inneren einen wasserdichten Putz, um jedes Eindringen von Feuchtigkeit zu vermeiden. Dagegen wurden die Rückenflächen der Flügelmauern nicht isoliert, vielmehr wurde nur eine Drainage mit Steinpackung angelegt, da erfahrungsgemäß der als Hinterfüllung dienende Tauch (vulkanische Asche) die Niederschlagswä-sser so kräftig aufsaugt und verdunstet läßt, daß die Gefahr der Durchnässung der Flügel-wände nicht besteht. (Vergl. Abbildung 5.)

Der das eiserne Fördergerüst umschlie-ßende weitere Aufbau über der Ordinate + 9,85 besteht aus Schwemmstein-Mauerwerk.

Als Betonmaterialien wurden verwendet: Für den eigentlichen Schacht: 1 Teil Zement (Dyckerhoff & Söhne, Amöneburg) : $\frac{1}{2}$ Teil Nettetaler Traß : 2 Teilen Rheinsand von 0—7 mm Korngröße : 3 Teilen Basaltlava-Splitt von 0—15 mm Korngröße : 3 Teilen Basaltlava-Grobsplitt von 15—30 mm Korngröße aus Nieder-mendig. Für das Schachtgebäude: 1 T. Zement : $2\frac{1}{2}$ T. Rheinsand : $3\frac{1}{2}$ T. Basaltlava-Feinsplitt von 0—15 mm Korngröße : 3 T. Basaltlava-Grobsplitt von 15—30 mm Korngröße. Der gesamte Eisenbeton wurde im Mischungsverhältnis 1 T. Zement : $1\frac{1}{2}$ T. Rheinsand : $2\frac{1}{2}$ T. Basaltlava-Feinsplitt : 2 T. Basaltlava-Grob-splitt gemischt. —

(Schluß folgt.)

Die Tragkonstruktionen des Rathaus-Neubaus in Mülheim a. d. Ruhr.

Von Dipl.-Ing. Pappit, Vorsteher der Abteilung für Statik der Stadtverwaltung Mülheim a. d. Ruhr. (Schluß.)



as die Ausführung selbst, die möglichst schnell erfolgen sollte, anlangt, so war bei den äußeren Tragwerken der Ueberbrückung die Betonierung besonders schwierig, da gleichzeitig und nur schrittweise die Muschelkalk-Verkleidung, die wegen der erforderlichen Konstruktions-

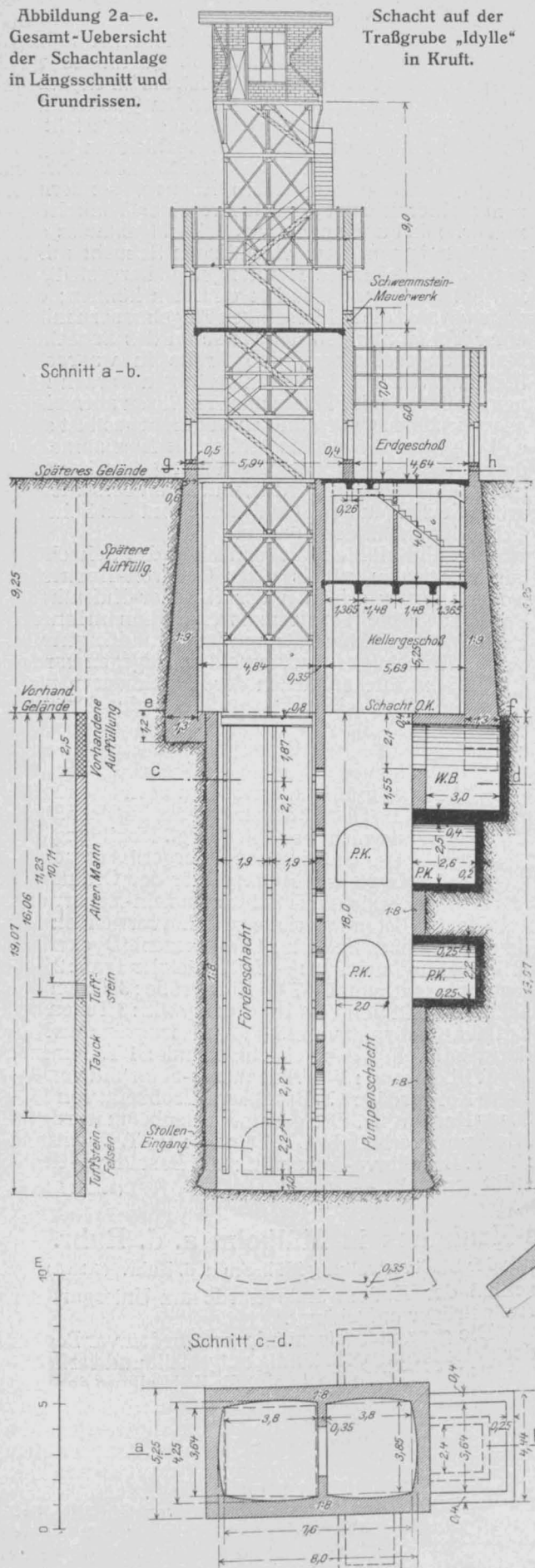
breite der Träger nur eine Mindeststärke erhalten konnte, versetzt werden mußte; sämtliche Steine sind durch Fugenanker im Beton verankert. Der schon oben kurz erwähnte bogenförmige untere Ab-

schluß der Außenwände wurde am Untergurt der Außenträger aufgehängt.

Die gesamten Eiseneinlagen wurden vor Beginn der Betonierung vollständig aufgestellt und verflochten. Abb. 11, S. 5, in No. 1 zeigt die Aufstellung der Einlagen für die Außen-, Abb. 12 dgl. für den Mittelträger. Die Betonierung selbst erfolgte im Allgemeinen in drei Teilen; zuerst wurde der Untergurt, dann wurden die Pfosten und schließlich der Obergurt betonierte; auf die Uebergangsstellen von Gurtungen und Pfosten wurde ganz besondere Sorgfalt verwendet. Wie bereits bemerkt, ruht die Ueberbrückung auf sechs Eisenbetonsäulen, von denen je drei auf jeder Seite des Notweges ein gemeinschaftliches, hinreichend starkes Betonfundament besitzen, das gleichzeitig das

Fundament für das aufgehende Mauerwerk der benachbarten Gebäudeteile bildet. Von den letzteren wurde das Bauwerk in den oberen Teilen durch Anordnung von Fugen abgetrennt.

Abbildung 2a-e. Gesamt-Uebersicht der Schachtanlage in Längsschnitt und Grundrissen.



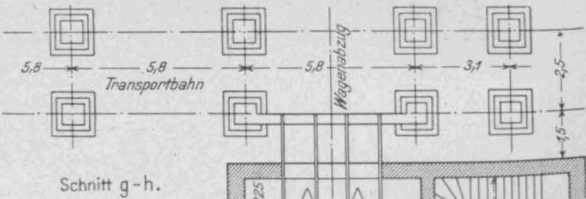
Schacht auf der Traßgrube „Idylle“ in Kruft.

Schnitt a-b.

Das Lehrgerüst wurde wegen des hohen Gewichtes, ungefähr 50 t/m Brücke, sehr kräftig gewählt. Für den Straßenverkehr einschließlich der zweigleisigen Straßenbahn mußte eine Durchfahrt von etwa 7 m, für den Fußgängerverkehr ein Durchgang von ungefähr 2,8 m freigehalten werden (Abb. 13, hierneben). Die durch eiserne Träger und kräftige Stempel aufgenommenen Lasten wurden mit Hilfe eines starken Bohlenbelages möglichst gleichmäßig auf den Untergrund übertragen. Die Ausrüstung erfolgte mittels einer großen Anzahl eiserner Bockwinden, die insbesondere unter den drei Tragwerken angeordnet waren. Irgendwelche meßbare Formänderung konnte hierbei an dem Bauwerk nicht festgestellt werden.

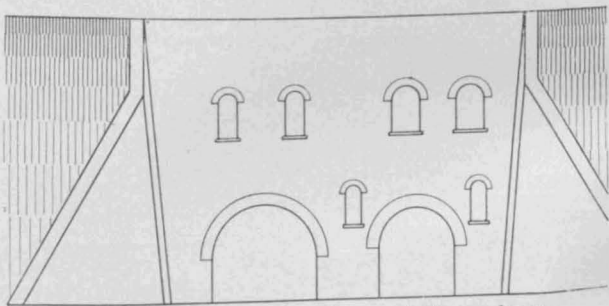
IV. Ueberdachung des Kassenraumes der Stadtkasse.

Erwähnenswert ist zuletzt noch die eiserne Ueberdachung des Kassenraumes der Stadtkasse. Dieser

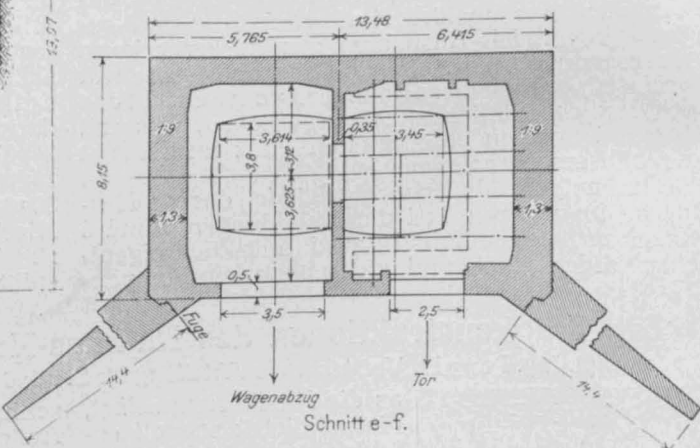


Schnitt g-h.

Abbildung a-e durchweg im gleichen Maßstab.



Ansicht der Stirn des Schachtes mit Wagenabzug.



Schnitt e-f.

Raum bildet in seinem Grundriß eine Halbkreisfläche von 21 m Halbmesser mit einer konzentrischen Säulenreihe im Abstand von 13,2 m vom Mittelpunkt des Halbkreises (Abb. 14, S. 14). Entsprechend der Anzahl der Pfeilerachsen ist auch die Anzahl der Säulen und Binder; es sind deren 11. Von den 11 Bindern sind 10 einander vollständig gleich, während der 11. Binder, der mittlere, sich nur in der Nähe des zentralen Auflagers von ersteren unterscheidet (Abbild. 15a und b, S. 14). Dieser Binder bildet das eine Auflager für zwei Querträger, deren anderes Auf-

Schachtanlage und Traß-Silo auf der Grube „Idylle“ in Kruft.

lager sich in der gemauerten Abschlußwand des Kassenraumes befindet. Auf diese beiden Querträger sind je 5 Binder aufgelagert, die, wie schon bemerkt, vollständig gleich ausgebildet sind, da die Stützweite nur um ein Geringes verschieden ist. Während für den äußeren Ring des Kassenraumes aus

wurden den konzentrischen Kreislinien entsprechend gebogen; sie bestehen bei größerer Stützweite aus C-Eisen, bei kleinerer aus ungleichschenkligen Winkelisen. Die Abbildungen 16 und 17 auf folgender Seite zeigen die eiserne Dachkonstruktion während der Aufstellung.

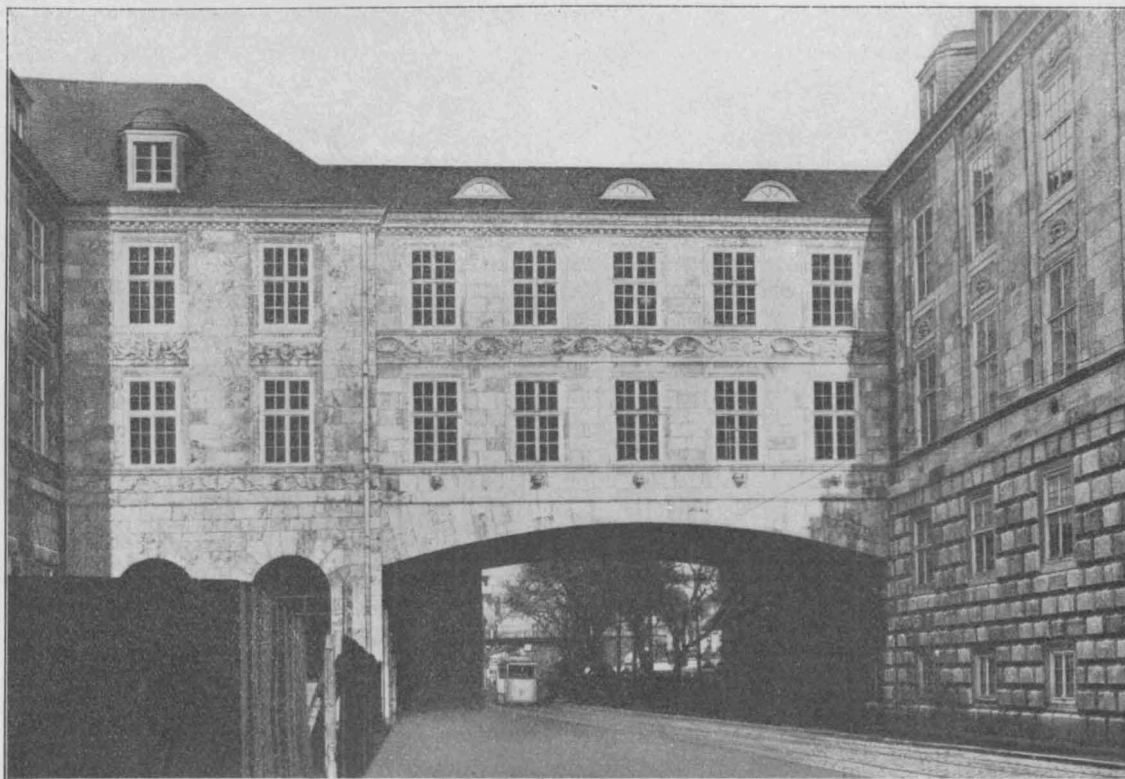


Abbildung 10. Die Notweg-Ueberbrückung nach ihrer Fertigstellung.
Architekten: Pfeifer & Großmann in Karlsruhe.

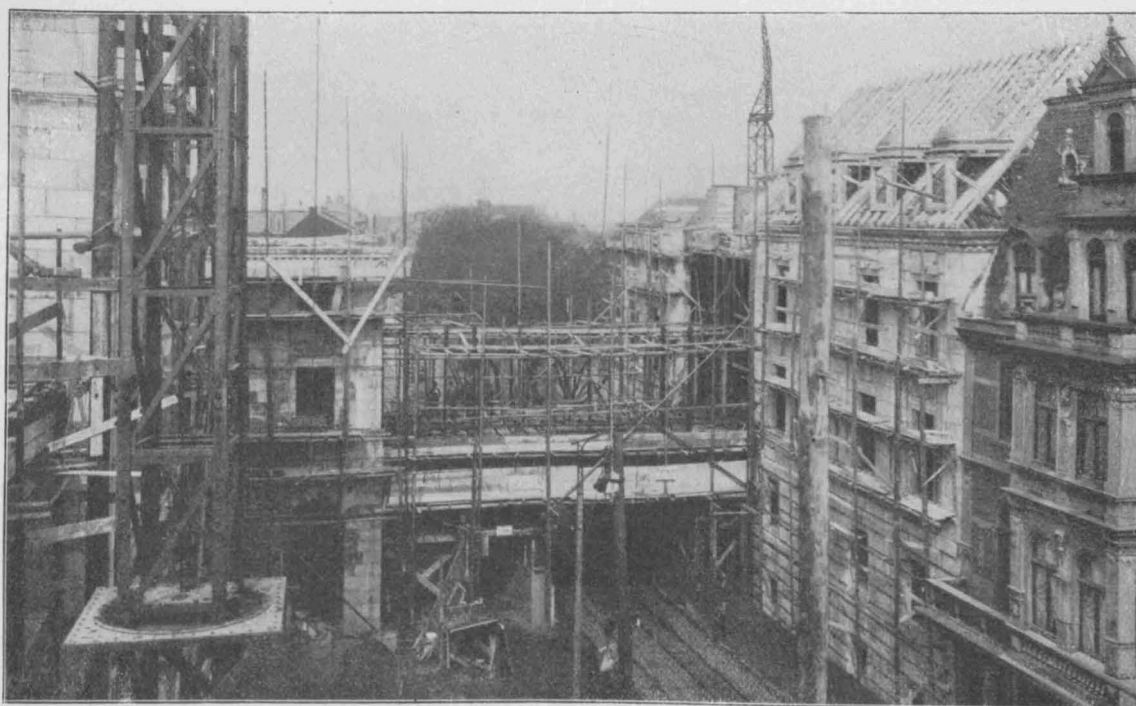


Abbildung 13. Blick auf die Ueberbrückung im Bau.
Die Tragkonstruktionen des Rathaus-Neubaues in Mülheim a. d. Ruhr.

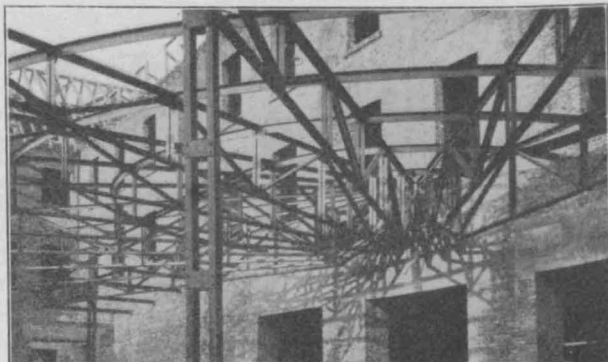
praktischen Gründen Blechträger gewählt werden mußten, wurden für den innerhalb der Säulenreihe gelegenen Kassenteil Fachwerkbinder verwendet. Um die Binder nicht als durchlaufende Träger wirken zu lassen, wurde der Untergurt der Fachwerkbinder durch Langlöcher angeschlossen. Die Pfetten

V. Schlußbemerkung.

Größere Abfangungen von Mauerwerk waren noch in den oberen Teilen des Turmes erforderlich. Die Turmwände setzen dort, wie aus Abb. 2 in No. 1 ersichtlich, zweimal ab. Die Konstruktionen, die zwar große Abmessungen aufweisen, bieten aber an sich

Hinsichtlich der Betonspeise der verschiedenen, zur Verwendung gekommenen Beton - Mischungsverhältnisse sei noch bemerkt, daß als Zuschlags-

gesellschaft Flügel in Mülheim a. d. Ruhr hergestellt worden sind, wurden die Konstruktionen des Baublocks B, die eiserne Überdachung der Kasse einbezogen, durch das Baugeschäft Heintz Volkenborn, ebenfalls in Mülheim a. d. Ruhr, ausgeführt. Die



Abbildungen 16 und 17. Eiserne Dachkonstruktion über dem Kassenraum bei der Aufstellung.

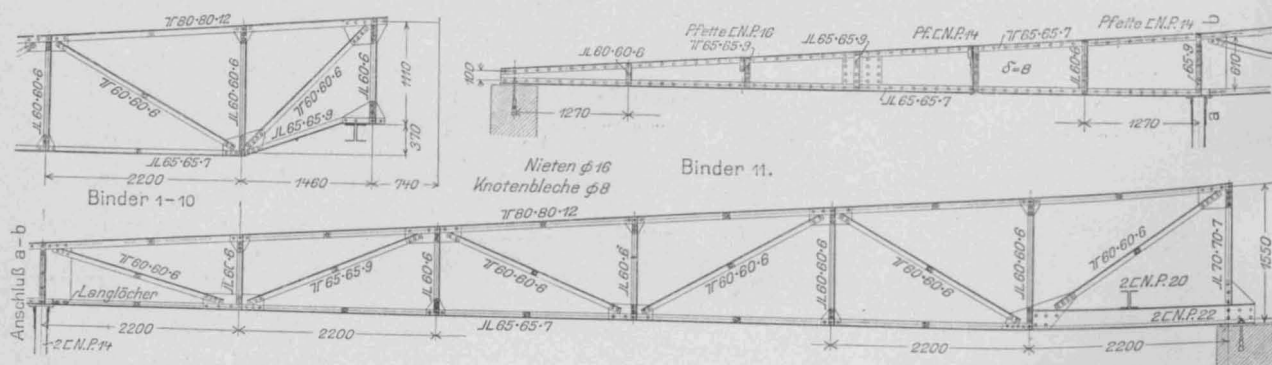


Abbildung 15 a und b. Binder-Ausbildung des eisernen Daches über der Sparkassenhalle.

Material ungesiebter Rheinkies Verwendung fand, der während des ganzen Baues fast gleichmäßig zur Anlieferung kam. Die Betondruckproben haben z. T. unerwartet hohe Festigkeiten ergeben.

Während sämtliche Konstruktionen des Baublockes A einschließlich Ueberbrückung von der Eisenbeton-Bau-

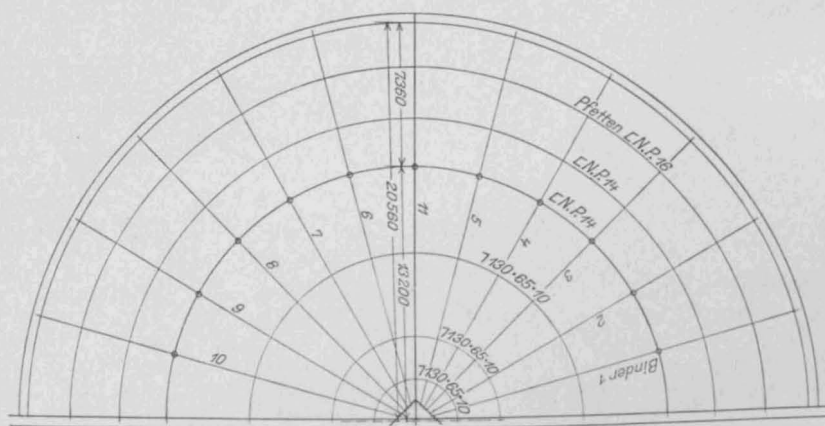



Abbildung 14. Grundriß des Daches über dem Kassenraum.
Die Tragkonstruktionen des Rathaus-Neubaues in Mülheim a. d. Ruhr.

Leitung und Beaufsichtigung der konstruktiven Arbeiten lag seitens der Stadtverwaltung in den Händen des Verfassers, während die Leitung des ganzen Baues, dessen Fertigstellung im Mai d. J. voraussichtlich erwartet werden darf, unter der Oberleitung des Beigeordneten Helbing dem Architekten Noske oblag. —

Ermittlung der Abmessungen einfach und doppelt bewehrter Eisenbeton-Querschnitte bei reiner Biegung sowie exzentrischem Druck und Zug.

 u dem Aufsatz in No. 22 ff. 1914 der „Mitteilungen“ unter obigem Titel ist Folgendes zu bemerken: Die Ermittlung der Abmessungen bewehrter Eisenbeton-Querschnitte bildet die dem Konstrukteur am häufigsten gestellte Aufgabe. Soweit es sich um den reinen Biegeungsfall handelt, ist sie indes in einfacherer Weise zu lösen, als in dem oben angezogenen Artikel angegeben ist. Das für den Fall exzentrischen Druckes mitgeteilte Verfahren ist außerdem nicht einwandfrei, wie im Folgenden dargelegt werden soll.

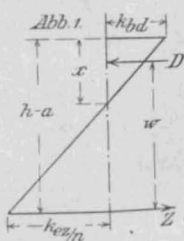
A. Reiner Biegungsfall: Man geht davon aus, daß für die neutrale Achse als Schwerachse die statischen Momente der Zug- und Druckzone gleich groß sein müssen. Daher ermittle man zunächst den der gegebenen Balkenhöhe und den zulässigen Beanspruchungen ent-

sprechenden Zugeisen-Querschnitt. Dies wird dadurch ermöglicht, daß zwischen der statischen Höhe ($h-a$), dem Moment und dem Eisenquerschnitt eine einfache durch die zulässigen Beanspruchungen k_{bd} und k_{ez} vorgeschriebene Beziehung besteht, indem (siehe Abbildung 1)

$$Z = \frac{M}{w} \text{ und } F_{ez} = \frac{Z}{k_{ez}} = \frac{M}{w k_{ez}},$$

wobei w den Abstand der Mittelkräfte aus den Zug- u. Druckspannungen bedeutet. Ist die Druckzone ein Rechteck, so

ergibt sich $w = (h - a) - \frac{x}{3}$. Man bildet nunmehr das sta-



tische Moment dieses Zugeisen-Querschnittes für die Nulllinie zu $S_{ez} = F_{ez}(h - a - x)$. Wenn dann der Querschnitt der Beton-Druckzone genau dem der Zugzone entspricht, so wird sein statisches Moment dem mit n erweiterten der Zugeisen gleich sein; man wird also erhalten

$$nS_{ez} = S_{bd} \text{ und hieraus } nS_{ez} - S_{bd} = 0 \text{ bzw. } S_{ez} - \frac{S_{bd}}{n} = 0.$$

Ist S_{ez} dagegen größer als das durch n geteilte statische Moment des Beton-Druckquerschnittes, so ist dies ein Zeichen dafür, daß der letztere nicht ausreicht, um die ihm zufallende Druckkraft aufzunehmen. Er muß also durch Eiseneinlagen verstärkt werden, und zwar so, daß das statische Moment der Druckzone gleich dem der Zugzone wird, also die Bedingung $S_{ez} - \left(\frac{S_{bd}}{n} + S_{ed}\right) = 0$ erfüllt

$$\text{wird. Man erhält daher } S_{ed} = S_{ez} - \frac{S_{bd}}{n} \text{ und hieraus, wenn}$$

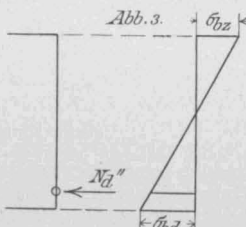
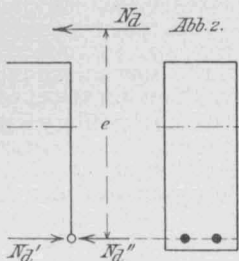
$$x - a' \text{ der Abstand der Druckeisen von der Nulllinie ist, } F_{ed} = S_{ed} : (x - a).$$

Diese Beziehungen gelten für den vollen rechteckigen wie für den Plattenbalken-Querschnitt, aber auch für jede beliebige andere Querschnittsform. Selbstverständlich kommt diese Berechnung nur dann zur Anwendung, wenn die nach Tabelle II der preußischen Vorschriften festgestellte Höhe $(h - a)$ größer ist, als die verfügbare.

B. Exzentrischer Druck mit Zugspannungen.

In dem in Nr. 22 veröffentlichten Aufsatz wird angegeben, daß das Moment der angreifenden Normal-Druckkraft N_d auf den Schwerpunkt der Zugeisen bezogen werden solle. Es wird also angenommen, daß im Schwerpunkt der Zugeisen eine Gleichgewichtsgruppe, bestehend aus den Kräften N_d' und N_d'' , wirksam ist (siehe Abb. 2). Von diesen bildet die erstere mit der äußeren Kraft N_d ein Kräftepaar mit dem Moment $M = N_d \cdot e$, das in bekannter Weise den Querschnitt auf Biegung beansprucht. Von der durch dieses hervorgerufenen Zugkraft Z wird dann die noch verbleibende Kraft N_d'' abgezogen.

Hierbei ist aber unbeachtet geblieben, daß die Kraft N_d'' auch ihrerseits am Querschnitt exzentrisch angreift und daß ihre Wirkung sich nicht auf den Zugeisen-Querschnitt allein beschränkt. Sie würde vielmehr eine Beanspruchung des ganzen Querschnittes zur Folge haben, die etwa nach Abbildung 3 verläuft. Das unter Nichtberücksichtigung des exzentrischen Angriffes der Hilfskraft N_d'' angegebene Rechnungs-Verfahren kann



Literatur.

Handbuch für Eisenbetonbau. 2. neubearbeitete Auflage in 12 Bänden und einem Ergänzungsband. Herausgegeben von Ob.-Brt. Dr.-Ing. F. von Emperger in Wien. Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn in Berlin.

Im Jahrgang 1911 unserer „Mitteilungen“, S. 128, haben wir gelegentlich der Besprechung des II. Bandes, der den Baustoff und seine Bearbeitung behandelt, den Aufbau, den das umfassende Werk in seiner wesentlich erweiterten 2. Auflage erhalten hat, erläutert und auf die damals schon erschienenen Bände III—V: Grund- und Mauerwerksbau, Wasserbau, Flüssigkeitsbehälter sowie Röhren und Kanäle hingewiesen. Wir haben dann auch im Hauptblatt der „Deutsch. Bauztg.“ Jahrg. 1911, S. 835, den ersten Ergänzungsband, in dem Prof. von Mecenseffy die künstlerische Gestaltung der Eisenbetonbauten zum Gegenstand seiner Betrachtungen macht, näher gewürdigt. Inzwischen sind eine ganze Reihe von Abschnitten und ganzen Bänden in neuer Auflage fertig gestellt und der Öffentlichkeit übergeben worden, sodaß das Werk bald vollendet sein wird. Außer den schon genannten Bänden liegen fertig vor Band I, VI, VII, IX, XI und XII.

Von Band VIII, der Feuersicherheit, Bauunfälle und Bestimmungen für Eisenbetonbauten enthalten soll, ist bisher nur das I. Kapitel über Feuersicherheit in zweiter Auflage i. J. 1913 erschienen. Es bildete früher einen kurzen Abschnitt des alten Bandes IV, Bauausführungen aus dem Hochbau, und ist von Ing. H. Henne, jetzt Prof. a. d. Techn. Hochschule zu Aachen,

daher als statisch einwandfrei nicht gelten. Allerdings ist auch das in den preußischen Ministerial-Vorschriften vom 24. Mai 1907 mitgeteilte Verfahren auf nicht einwandfreie Voraussetzungen gegründet, abgesehen davon, daß die sich ergebenden Gleichungen 3. Grades umständliche Berechnungen nötig machen. Die Berechnungen setzen nämlich voraus, daß der auf der Zugseite der neutralen Achse befindliche Betonquerschnitt überhaupt nicht vorhanden sei, während nach § 15, doch vorgeschrieben ist, daß die Eiseneinlagen sämtliche Zugkräfte aufnehmen müssen.

Es ergibt sich, wenn man dem Vorhandensein des Betonquerschnittes auf der Zugseite Rechnung trägt, ohne jedoch ihm die Aufnahme von Zugspannungen zuzuweisen, folgender Weg zur Behandlung derartiger Fälle.

Man beziehe das Moment $N_d \cdot e$ (siehe bestehende Abb. 4)

auf die Schwerachse S des vollen Querschnittes. Die in den Schwerpunkt verlegte Kraft N_d'' beansprucht den ganzen Querschnitt gleichmäßig auf Druck und erzeugt die Spannungen σ_{bd_0} bzw. $\sigma_{ed_0} = n \sigma_{bd_0}$.

Auf der Zugseite sind also zunächst Druckspannungen vorhanden, deren Beseitigung durch ein Biegemoment $M_1 = \frac{J_1}{c} \sigma_{bd_0}$ erfolgt. Dieses Moment ist von dem

gegebenen äußeren Moment M abzusetzen, während der Rest — also $M_2 = M - M_1$ — von dem Querschnitt unter Ausschaltung von Zugbeanspruchungen des Betons aufzunehmen ist. Die Zugeisen des Querschnittes berechnen

sich dann ebenso wie oben zu $F_{ez} = \frac{M_2}{w k_{ez}}$, während die

Beanspruchung des Druckbetons sich zusammensetzt zu $\sigma_{bd} = \sigma_{bd_0} + \sigma_{bd_1} + \sigma_{bd_2}$, worin, wenn W_2 das Widerstandsmoment des Querschnittes ohne den auf der Zugseite befindlichen Beton, $\sigma_{bd_2} = \frac{M}{W_2}$ oder in anderer Weise zu be-

rechnen ist. Würde σ_{bd} die zulässige Betonbeanspruchung überschreiten, so muß die Druckzone durch Eisen verstärkt werden.

C. Exzentrischer Zug mit Druckbeanspruchungen. Das unter B gesagte gilt auch mit entsprechenden Änderungen für C, doch soll der geringen Bedeutung dieser Beanspruchungsart wegen hierauf nicht weiter eingegangen werden.

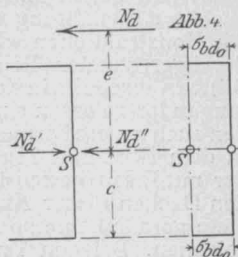
Das im Obigen mitgeteilte Verfahren eignet sich sowohl zum Nachweise der durch einen gegebenen Belastungszustand hervorgerufenen Spannungen im Falle B und C, wie auch zur Bestimmung der Eisenquerschnitte in allen 3 Fällen. Näheres darüber ist in No. 12, 1912, der „Mitteilungen“ zur Deutschen Bauzeitung veröffentlicht worden.

Dr. Thieme in Buxtehude.

einer Neubearbeitung unterzogen worden. (44 S. Text, 15 Textabbildungen, Pr. geh. 2,40 M.) Die mehr theoretischen Betrachtungen, Mitteilungen über Versuchsergebnisse, Erfahrungen bei Bränden usw. sind dabei auf ein Mindestmaß beschränkt worden und dafür die praktischen Rücksichten und baulichen Maßnahmen breiter erörtert worden, die zu einer möglichst hohen, „zur Zeit nicht übertriffenen“ Feuersicherheit der Eisenbetonbauten führen.

Die Bände IX—XII der 2. Aufl. umfassen den Hochbau, und zwar in Band IX und X in seinen einzelnen Konstruktions-Elementen (davon Band X, die Dachbauten und Kuppelgewölbe behandelnd, noch nicht neu bearbeitet) in Band XI und XII in einzelnen, für besondere Zwecke bestimmten Gebäuden.

Der IX. Band, **Hochbau I**, erschienen 1913 (442 S. Text mit 1289 Textabbildungen, Preis geh. 20 M., geb. 22,50 M.), enthält Decken, Säulen, Mauern, Wände, Treppen und Kragbauten, die früher zu Band IV, I. Teil, gehörten. Der Umfang ist textlich und in den Abbildungen fast auf das Doppelte gestiegen. Die Verfasser haben zum Teil gewechselt. Prof. P. Bastine in Karlsruhe hat jetzt die Decken, Mauern, Säulen, Dipl.-Ing. Elwitz in Düsseldorf die Treppen und nur Ob.-Ing. R. Heim in Wien, wie früher, die Kragbauten bearbeitet. In dem Decken-Abschnitt werden die mit Eisen bewehrten Steindecken, die in ihrer statischen Wirkungsweise ja den eigentlichen Eisenbetondecken nahe kommen und sich neben diesen für viele Zwecke erfolgreich behaupten, wesentlich eingehender gewürdigt, als das früher der Fall war. Die Eisenbetondecken selbst sind nach anderen Grund-



sätzen übersichtlicher geordnet und durch eine ganze Reihe neuerer Ausführungen, unter denen wir übrigens die auch mehrfach in Deutschland ausgeführten und gewisse Vorzüge besitzenden amerikanischen Plandecken ohne Unterzüge nach dem sogen. Pilzsystem vermissen, erörtert. Eingehender sind auch die neueren Formen von Eiseneinlagen (Kahneisen, nietlose Gitterträger usw.) behandelt, von denen man sich namentlich eine größere Sicherheit gegen fehlerhaftes Einlegen der Eisen und leichtere Ausführung verspricht, außerdem werden auch die Konstruktionen wie früher durch eine größere Zahl durchgerechneter Beispiele erläutert. In dem kurzen Säulenabschnitt, in dem jetzt alle theoretischen Betrachtungen fortgelassen sind (übernommen nach Bd. I), wurden auch neuere Formen der Umschnürung aufgenommen. In dem Abschnitt Mauern und Wände gilt bezüglich der mit Eisen bewehrten Steinwände dasselbe wie von den Decken dieser Art, im ganzen sind auf diesem Gebiete gerade keine so wesentlichen Fortschritte zu verzeichnen. Bei den Treppen ist den statischen Untersuchungen gegen früher ein breiterer Raum gewährt, die Beispiele sind vielfach durch neue ersetzt bzw. ergänzt. Dasselbe gilt besonders auch von dem Abschnitt über Kragbauten, der übrigens, wie früher, auch Beispiele aus dem Gebiete des Ingenieurwesens (Brückenverbreiterungen usw.) mit in den Kreis seiner Betrachtungen zieht.

Band XI umfaßt (auf 640 Seiten Text, die von 1467 Textabbildungen durchsetzt sind, Preis geh. 28, geb. 31 M.), Markthallen, Schlacht- und Viehhöfe von Dipl.-Ing. Dr. O. Lewe in Bromberg, Saal- und Versammlungsbauten von Dipl.-Ing. R. Thumb in München, Hohe Schornsteine von Geniehaupmann F. Möhl in Kopenhagen und F. Waldau in Hannover, Fabrikgebäude und Lagerhäuser von Ing. F. Boerner in Düsseldorf und schließlich ein Kapitel über das Thema: Der Eisenbeton im Geschäftsbau unter besonderer Berücksichtigung der künstlerischen Beziehungen von Reg.-Bmstr. a. D. O. Neubauer in Berlin. Er ist soeben erst erschienen und umfaßt verschiedene Abschnitte des 2. Teiles des IV. Bandes, die erheblich an Umfang vermehrt worden sind. Ganz neu ist der Abschnitt über Markthallen, Schlacht- und Viehhöfe. Neu hinzugezogen sind als Bearbeiter die Herren Lewe, Möhl und Waldau. Nach Umfang und Inhalt haben sich die von denselben Verfassern bearbeiteten Kapitel über Fabrikgebäude und Lagerhäuser, sowie über Geschäftshäuser am wenigsten geändert, abgesehen von der Auswechslung zahlreicher älterer ausgeführter Beispiele durch neuere, wobei eine möglichst Vielseitigkeit der verschiedenen Arten erstrebt worden ist. Fortgelassen sind in beiden Kapiteln konstruktive Einzelheiten, wie sie schon in anderen Bänden behandelt sind, bei dem Kapitel über Fabrikgebäude auch die ganzen statischen Untersuchungen, die in Band I bereits ihre Erledigung gefunden haben. Eine wesentlichere Umgestaltung und Vermehrung des Inhaltes um mehr als das Doppelte ist dagegen dem Kapitel über Saal- und Versammlungsbauten zuteil geworden, trotzdem es von demselben Verfasser herrührte. Hier hat aber die neuere Zeit eine Reihe ganz neuer Aufgaben gestellt, wie z. B. die Anlage von Kinos, für die der Eisenbeton seiner hohen Feuer-sicherheit wegen ein ganz besonders geeignetes Material abgibt, außerdem hat sich der Eisenbeton auch bei Monumentalbauten, wie Kirchen, Theatern, großen Auditorien in Universitäten usw. immer weiteren Eingang verschafft. Das Kapitel ist jetzt gegliedert nach Kirchen, Schauspielhäusern, Lichtspiel-Theatern, Turnhallen (für die bisher auch noch keine Beispiele vorlagen) und sonstige Saalbauten. In das Kapitel über Schornsteine haben die neuen Verfasser auch eine Reihe neuer Gesichtspunkte hinein getragen. Im Gegensatz zu den anderen Kapiteln sind hier die statischen Untersuchungen auch noch vertieft worden, namentlich auch hinsichtlich der Wärmespannungen. Bei den Ausführungen sind neuere Bauweisen zur Vereinfachung der Schalung auch für verjüngte Schornsteine, sowie zum Ersatz derselben durch Formsteine usw. berücksichtigt. Dem Abschnitt ist eine wertvolle Tabelle über ausgeführte Beton- und Eisenbeton-Schornsteine des In- und Auslandes beigegeben, wobei Amerika für sich den Ruhm in Anspruch nehmen darf, die Anwendung des Eisenbetons auf diesem Gebiet am meisten gefördert zu haben.

Ein ganz neues Kapitel, das bisher in geschlossener Form im Handbuch für Eisenbeton noch nicht bestand, ist dasjenige, das die Gebäude behandelt, welche dem Zweck dienen, den Menschen mit den erforderlichen Nahrungsmitteln zu versehen, also die Markthallen und die Schlacht- und Viehhöfe, Bauten, deren Ausführung in Eisenbeton allerdings auch erst der neuesten Zeit ange-

hört. Die Markthallen in Breslau, die Schlacht- und Viehhof-Anlagen in Dresden haben hier bahnbrechend gewirkt, die Markthallen in Stuttgart, vor allem die Groß-Markthalle in München sind ihnen dann als vortreffliche Lösungen gefolgt, die die Eignung des Eisenbetons zu Bauten dieser Art besonders klar vor Augen führen. Eine große Zahl interessanter ausgeführter Beispiele größerer und kleinerer Art sind hier zusammen getragen, daneben sind Vergleiche mit anderen Bauweisen und allgemeine Gesichtspunkte für die Anlage solcher Bauten und Dispositionen für die Ausführung gegeben, die von besonderem Wert sind.

Der XII. Band, der Silos und landwirtschaftliche Bauten umfaßt, ist bereits 1913 erschienen. (268 S. Text, 591 Textabb. Pr. geh. 14, geb. 16,50 M.) Die Verfasser sind dieselben geblieben, nämlich Ing. S. Sor in Bukarest für den ersten, Prof. L. Hess in Brunn für den zweiten Abschnitt. In beiden hat eine beträchtliche Inhaltsvermehrung stattgefunden. Das Kapitel über Silos ist durch eine ganze Reihe neuer Beispiele, welche auch die abweichende Behandlung derselben Aufgaben durch verschiedene Sonder-Firmen erkennen lassen, bereichert. Außerdem ist die theoretische und statische Behandlung der Aufgaben unter Beibehaltung der bisherigen Grundlagen erweitert, namentlich durch Hinzufügung einer Untersuchung über die Wände großräumiger Silos, die als an drei Seiten gehaltene Platten zu betrachten sind, und einer genaueren Berechnung (nach Dr. Arnstein, Ober-Ingenieur der Firma Züblin & Cie.), nach welcher die Silozellen eines einreihigen Zellsystemes als Ganzes betrachtet werden, also auch die gegenseitige Beeinflussung der Zellen ihre Berücksichtigung findet. Das Anwachsen der beigegebenen Tabelle über ausgeführte Silobauten zeigt, ein wie ausgedehntes und mannigfaltiges Gebiet der Eisenbeton in der Lösung dieser Aufgabe besitzt. In dem Abschnitt über landwirtschaftliche Bauten zeigen sich die Fortschritte namentlich in Neuerungen hinsichtlich der Konstruktions-Einzelheiten. — (Schluß folgt.)

Ein reich illustrierter Abreiß-Kalender der Eisenbeton-Baufirma Max Pommer in Leipzig - Dresden gibt in guten Abbildungen eine Reihe bemerkenswerter neuer Bauausführungen der genannten Firma wieder. Erwähnt seien die schöne Querbahnsteighalle im Hauptbahnhof Leipzig, von der die Firma ein Teilstück auszuführen hat (vergl. unsere Veröffentlichung Jahrg. 1912, S. 65 ff., die allerdings den Ausführungsanteil einer anderen Firma betrifft), die weitgespannte Saaldecke nebst Dachkonstruktion über dem Theatersaal des Astoria - Lichtspielhauses in Leipzig, die Kuppel-, Oberlicht- usw. Konstruktionen der Mädler-Passage in Leipzig, Erweiterungs-Arbeiten an der Leipziger Brauerei Riebeck & Co. mit stark ausladenden Auskragungen in Eisenbeton, eine größere Zahl von Industriebauten und Werkstätten, einige Brücken, darunter eine Rahmenkonstruktion für eine Eisenbahn - Ueberführung usw. Die kleine Zusammenstellung gibt ein gutes Bild von der umfangreichen Tätigkeit der Firma auf dem Gebiete des Eisenbetonbaues in letzter Zeit. —

Vermischtes.

Die diesjährige Hauptversammlung des „Deutschen Beton-Vereins“ wird unter den jetzigen Zeitverhältnissen naturgemäß nicht in dem gewohnten Umfang und in der üblichen Weise stattfinden können. Dem Vernehmen nach ist in Aussicht genommen, die satzungsgemäß vorgesehene Hauptversammlung im März oder April zwar einzuberufen, sie aber nur mit der Erledigung geschäftlicher Angelegenheiten des Vereins zu befassen. —

Größere ausgeführte Gelenkbrücken in Eisenbeton. Zu dem in den No. 22 und 23, 1914 unter obigem Titel erschienenen Aufsatz erhalten wir vom Verfasser folgende Zuschrift:

Von Seiten der Deutsch-Luxemb. Bergwerks- und Hütten-A.-G., Abt. Dortmunder Union, der mein Aufsatz vor Veröffentlichung nicht vorgelegen hatte, werde ich darauf aufmerksam gemacht, daß der darin S. 169 enthaltene Satz: „Diese Ueberbrückung kam mit Rücksicht auf die kurze Lieferungsfrist und die geringeren Baukosten in Eisenbeton zur Ausführung“ zu Mißdeutungen Anlaß gegeben hat. Die Union ließ die Ueberbrückung der Huckarder-Straße in Eisenbeton ausführen, weil ihr eigener Betrieb überlastet war und sie den Auftrag einer reinen Konkurrenzfirma nicht übertragen wollte. —

Dipl.-Ing. Fr. Baumstark.

Inhalt: Schachanlage und Traß-Silo auf der Grube „Idylle“ in Krult (Rhld.). — Die Tragkonstruktionen des Rathaus-Neubaus in Mülheim an der Ruhr. (Schluß). — Ermittlung der Abmessungen einfach und doppelt bewehrter Eisenbeton-Querschnitte bei reiner Biegung sowie exzentrischem Zug und Druck. — Literatur. — Vermischtes. —

Verlag der Deutschen Bauzeitung, G. m. b. H., in Berlin.
Für die Redaktion verantwortlich: Fritz Eiselen in Berlin.
Buchdruckerei Gustav Schenck Nachflg. P. M. Weber in Berlin.

DEUTSCHE BAUZEITUNG

MITTEILUNGEN ÜBER ZEMENT, BETON- UND EISENBETONBAU

UNTER MITWIRKUNG DES VEREINS DEUTSCHER PORTLAND-
CEMENT-FABRIKANTEN UND DES DEUTSCHEN BETON-VEREINS

XII. JAHRGANG 1915.

NO 3.

Die Neubauten der Waggonfabrik Jos. Rathgeber A.-G. in Moosach bei München.

Architekten und Ausführung: Gebr. Rank in München. — Von Architekt Reg.-Bmstr. Hans Allwang in Augsburg.



er im D-Zug von Norden her über Regensburg nach München kommt, sieht etwa in der Gegend von Moosach die Kuppeln und Türme der bayerischen Hauptstadt herüber grüßen. Der Vorortzug nach Schleißheim, dem berühmten

Lustschloß bayerischer Kurfürsten, hält zum ersten Mal in Moosach, nachdem er in gemächlichem Zeitmaß den großen Bogen um den Nymphenburger Schloßpark beschrieben.

Die Großstadt reckt ihre Arme bis in diese Gegend; es sind Wohnkolonien und industrielle Werke, die wir gegen das Ende dieser kurzen Fahrt sehen. Am Bahnhof Moosach fesselt unseren Blick eine eigen-



Abbildung 2. Haupteingang mit Direktions-Gebäude (links), Fahrradschuppen (Mitte) und Kantine. (Lichtmaste in Eisenbeton.)

artige, stark gegliederte Häusergruppe; es sind die Eingangsgebäude der Waggonfabrik J. Rathgeber A.-G. Hinter ihnen flach gelagerte Arbeitshallen, in denen jährlich etwa 500 Güter- und Personenwagen aller Art für die Eisenbahnbehörden gebaut werden. Außer diesen gehen aber auch Lastautos, Feuerspritzenwagen, Güterwagen für besondere Zwecke, Straßenbahnwagen usw. aus dem Werk hervor.

Um die Geschichte des Unternehmens kurz zu streifen, sei daran erinnert, daß der älteste Teil des noch bestehenden Münchener Hauptbahnhofes 1848 eröffnet wurde. Drei Jahre darauf gestaltete der

Beim Moosacher Bahnhof hat nun das neue Werk, dessen Bau im Jahre 1907 durch die Firma Gebr. Rank in München begonnen wurde und dessen Uebersichtsplan Abb. 1 wiedergibt, einen Zufuhr- und einen Abfuhranschluß an die Staatsbahn erhalten, zwischen denen sich die Fabrikationen in sinngemäß fortschreitender Weise — vom Rohstoff (Rundholz, Walzeisen, Bleche) zum fertigen Erzeugnis — vollzieht. An die Fahrstraße wurde der Haupteingang sowohl für die, zurzeit gegen 800, Arbeiter wie auch für die Beamten und Besucher des Werkes gelegt. Gleich am Haupteingang liegt das Direktionsgebäude

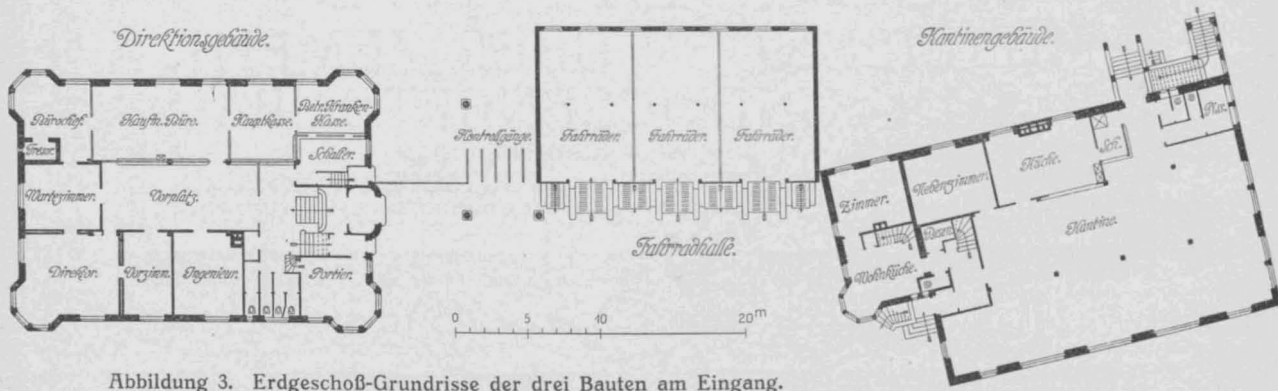
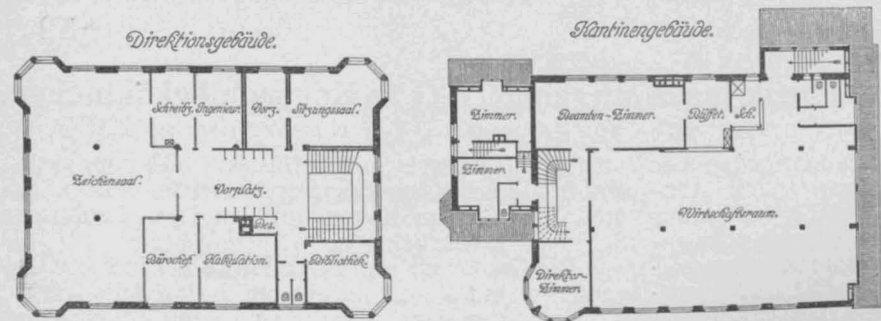


Abbildung 3. Erdgeschoß-Grundrisse der drei Bauten am Eingang.



Abbildungen 5 und 6. Obergeschoß-Grundrisse.

- Erläuterung zu Abbildung 1.
- a. Schmiede
 - b. Kesselhaus
 - c. Dreherei und Schlosserei
 - d. Holzbearbeitung
 - e. Säge
 - f. Montage-Halle
 - g. Aufschlage-Werkstätte f. Personen- und Güterwagen
 - h. Magazin
 - i. Lackiererei
 - k. Reparaturwerkstätte
 - l. Fernheizkanal
 - m. Eisenlager
 - n. Trockenlage
 - o. Holzlagerschuppen
 - p. Kantine
 - q. Fahrradhalle
 - r. Direktions-Gebäude
 - s. Auto-Garage
 - t. Transformatoren-Haus
 - u. Betriebs-Büro
 - v. Schiebebühne
 - w. Einfahrtstor
 - x. Haupt-Eingang
 - z. Aborte.

und die Kantine (vergl. Abb. 2, S. 17, und den Grundriß Abbildung 3). Außerst zweckmäßig ist im Erdgeschoß des Direktionsgebäudes, von dem ein Gesamtbild noch nachfolgt, die Pflörtnerloge untergebracht. Neben ihr betritt man ein geräumiges, sachgemäß ausgestattetes Treppenhaus (vergl. den Schnitt Abbildung 4). Den Grundriß des Obergeschosses zeigt Abbildung 5. Reichere Ausgestaltung erhielt in diesem Gebäude nur das Zimmer des

Abb. 1. Uebersichtsplan der Waggonfabrik Jos. Rathgeber A.-G. in Moosach bei München.

Gründer der Firma seine Wagenschmiede zu einer Waggonfabrik aus und verlegte den Betrieb in die Nähe des Hauptbahnhofes, in die Mars-Straße. 1856 baute das Werk den ersten vierachsigen Wagen in Deutschland, einen Salonwagen für den Fürsten Thurn und Taxis. Ein großer Brand, der die Fabrik im Sommer 1904 heimsuchte, mag den zwingenden Anstoß dazu gegeben haben, das Werk, welches inzwischen von Wohnhäusern und großen Brauereien vollkommen eingeschlossen worden war und dadurch jede Erweiterungsmöglichkeit und auch die Möglichkeit eines unmittelbaren Bahnanschlusses verloren hatte, vor das Weichbild der Stadt hinaus zu verlegen.

Direktors. Die Betriebs-Krankenkasse hat einen vom übrigen Bürobetrieb getrennten Zugang.

Für die mit dem Fahrrad ankommenden Arbeiter ist in vorbildlicher Weise eine durch flache Rampen zugängliche zweigeschossige, in Holz hergestellte Fahrräderhalle neben den Kontrollgängen angelegt (vergl. Abbildung 2 und 3). Die Fahrräder stehen in Abständen von nur 40 cm nebeneinander, ohne daß ihre Lenkstangen ineinander geraten, da jedes zweite Vorderrad etwas erhöht steht.

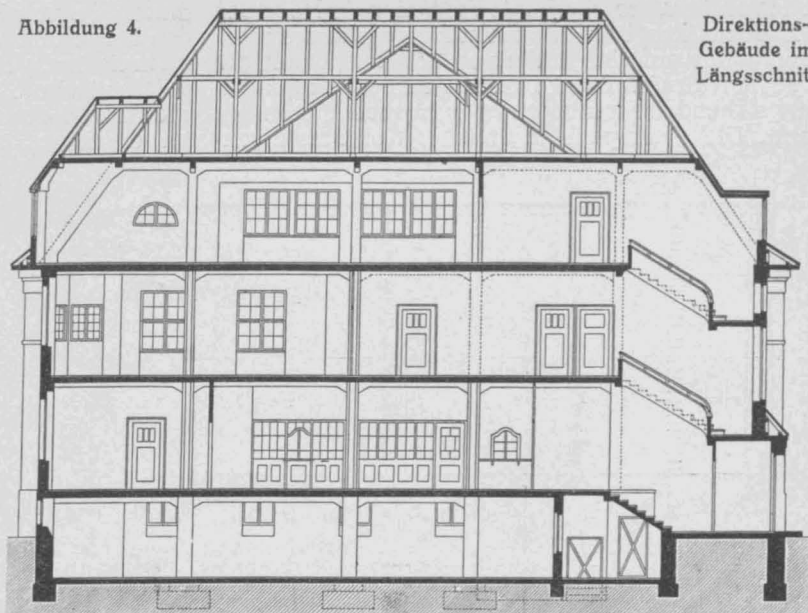
Das Kantinen-Gebäude, vergl. Abbildung 2, die Grundrisse Abbildung 3 und 6 und den Schnitt Abbildung 7, enthält im Erdgeschoß und I. Obergeschoß je einen Speiseraum für 300 Arbeiter, außer-

dem Speiseräume für die Beamten des Werkes und die Mitglieder des Aufsichtsrates. Neben dem unteren Kantine Raum ist eine große Küche angeordnet, während in dem oberen ein mit Einzelfeuerung betriebener Wärmeschränk es den Arbeitern ermöglicht, mitgebrachte Speisen selbst zu erwärmen. Im Untergeschoß liegt der Baderaum mit 12 Brausebädern, die auf 24 vermehrt werden können.

Sowohl bei dem Direktions-Gebäude wie bei dem Kantine Raum sind die Decken, Stützen und Treppen bis zum Dachraum in Eisenbeton hergestellt, während die hohen Dachstühle selbst in Holz ausgeführt worden sind. Starker Wasserandrang machte es notwendig, auch die Keller dieser, sowie aller anderen Bauten in Eisenbeton zu erstellen. Sehr zu statten kam der Ausführung das beim Aushub gewonnene Kies- und Sandmaterial, welches ohne weitere Behandlung sich nicht nur zum Betonieren, auch für Eisenbeton, eignete, sondern welches nach der Bearbeitung durch den Steinmetz ein architektonisch wirksames, Muschelkalk ähnliches Fassadenmaterial darstellt.

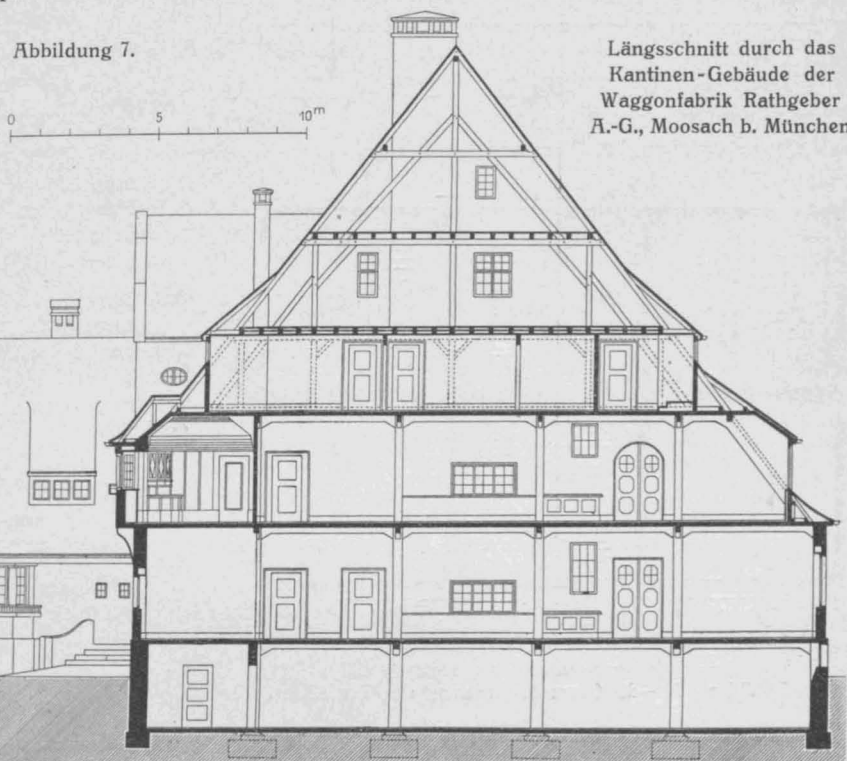
Während die der Fabrikation dienenden Bauten, auf die wir noch zurückkommen, einfach gehalten sind in ihrer Erscheinung, aber so, daß sie vom ästhetischen Standpunkt aus in einwandfreier Weise sowohl ihre Zweckbestimmung als solche, wie auch ihre Konstruktion verraten, ist eine besondere Ausstattung im Äußeren den Eingangs-Gebäuden zuteil geworden, und zwar sind die beiden Hauptbauten in einem bewußten Gegensatz zu einander ausgebildet. (Von beiden Bauten folgen noch Abbildungen nach.) Das Direktions-Gebäude hat mit seinem Walmdach und seinem blaugrauen Verputz, aus dem sich die Gliederungen weiß abheben, den Charakter eines Herrenhauses; das Kantine-Gebäude hat nur weiße Putzflächen und ein mächtiges Satteldach, wodurch es an die großen altbayerischen Gasthäuser erinnert. Die Fahrräderhalle

Abbildung 4.



Direktions-Gebäude im Längsschnitt.

Abbildung 7.



Längsschnitt durch das Kantine-Gebäude der Waggonfabrik Rathgeber A.-G., Moosach b. München.

steht als neutrales Verbindungsglied zwischen diesen beiden markanten Bauten, denen ein einladender Vorgarten vorgelagert ist. Bemerkenswert scheinen die in Eisenbeton hergestellten Beleuchtungsmaste (Abb. 2, S. 17) und die Einfriedigung mit den Eingangstoren. — (Schluß folgt.)

Schachtanlage und Traß-Silo auf der Grube „Idylle“ in Kruff (Rhld.).

(Erbaut von der Fa. Dyckerhoff & Widmann A.-G. in Biebrich a. Rh.)

Von Dr.-Ing. Paul Müller, Biebrich a. Rhein. (Schluß.) Hierzu die Abbildungen S. 23.



mittels einer Kleinbahn werden die durch den Schacht geförderten Tuffsteine auf den Lagerplatz geschafft, dort in sogenannten Arken geschichtet und einige Monate lang an der Luft getrocknet; danach werden sie ebenfalls mit einer Kleinbahn zu der Traßmühle gefahren und dort zu Traß vermahlen. Zur Aufstapelung des fertigen Trasses dient ein unmittelbar neben der Mühle befindlicher Silo aus Eisenbeton. Der Fassungsraum dieses Silos ist so groß bemessen, daß die Firma

jederzeit bedeutende Mengen Traß in den gewünschten Mahlfeinheiten abliefern kann. Dieser Silo dürfte m. E. der erste Traß-Silo aus Eisenbeton sein.

Der Traß-Silo enthält 6 Zellen, von denen 4 mit doppeltrichterförmigen Auslauföffnungen versehen sind und zwei ohne Trichterböden bis zum Erdboden durchgehen und nur mit einem Stampfbeton-Fußboden mit darüber gestrecktem Estrich versehen sind. Die allgemeine Anordnung des Silos zeigt Abb. 7a—da. f. S.

Die Gründung erfolgte auf 19 Säulen aus Stampfbeton bis in den festen Baugrund hinein, der in diesem Falle aus dem bereits oben erwähnten, sogenannten Tauch besteht. Dieser Baugrund befindet sich in einer

Tiefe von 4 m unter Oberkante Fußboden. In Höhe des Fußbodens kragt an der einen Längsseite des Silos eine Rampe auf eine Breite von 1,5 m aus, damit der Transport der Traßsäcke zu den an der Rampe entlang stehenden Eisenbahnwagen bequem stattfinden kann. Diese Rampe ist in üblicher Weise als Eisen-

mittels doppeltrichterförmig angeordneter Hängeböden hergestellt wurden. Diese Trichterböden laufen in kreisförmige Verschlüsse aus, unter denen sich automatische Sackwagen befinden, die gleichzeitig die Anzahl der abgewogenen Säcke selbsttätig feststellen. (Einen Blick unter die Zellen zeigt Abb. 8, S. 23.)

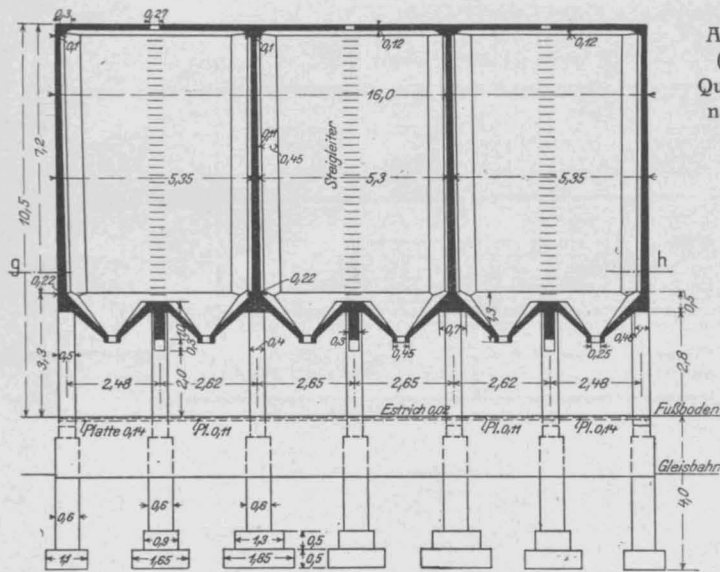


Abbildung 7b. Längsschnitt nach a-b.

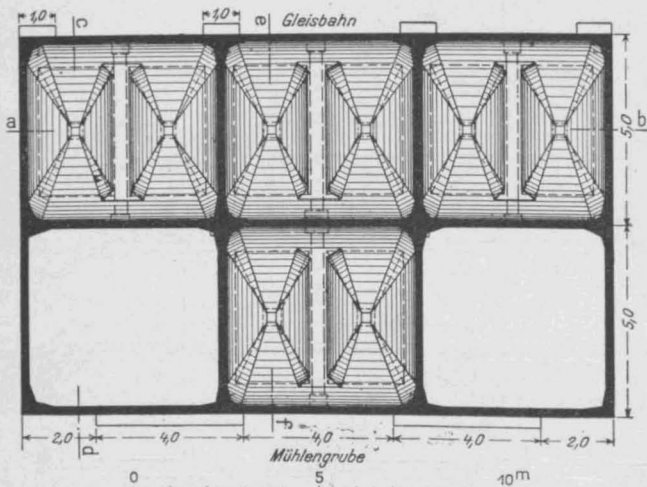


Abbildung 7a-d. Gesamtanordnung des Traß-Silos.

Abbildung 7c (rechts). Querschnitt nach e-f.

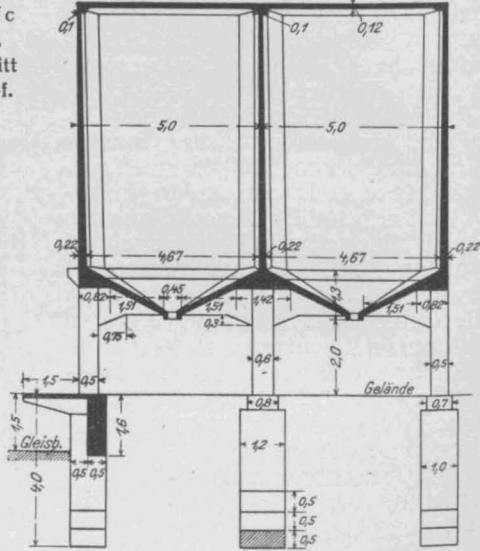


Abbildung 7d (rechts). Querschnitt nach c-d.

Abbildung 7a (links). Horizontal-schnitt nach g-h des Längsschnittes.

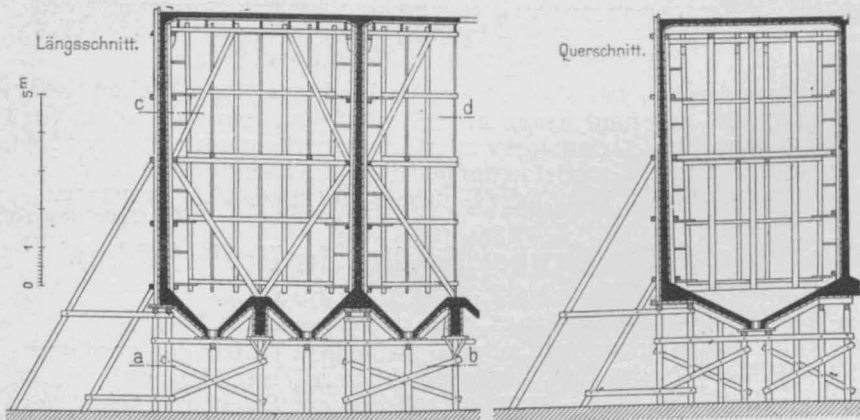
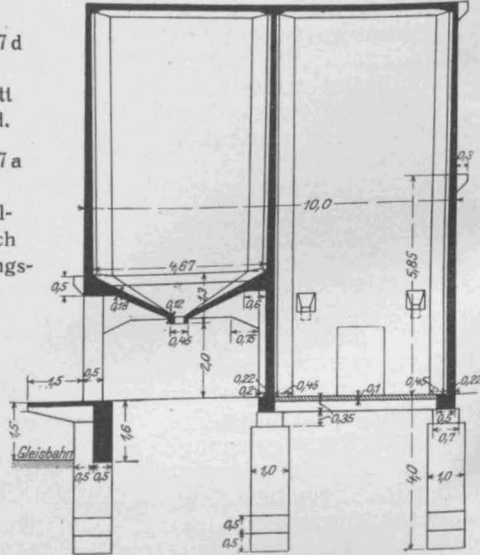


Abbildung 11a-c. Schalgerüst des Silos im Längs- und Querschnitt sowie Grundrissen.

betonplatte, die sich zwischen ausgekragte Träger spannt, ausgebildet.

Die bis auf den Fußboden in Höhe der Oberkante der Rampe hinuntergehenden Zellen besitzen rechteckigen Querschnitt und sind durch je eine Oeffnung von 1,25:1,75m zugänglich. Die übrigen 4 Zellen erhielten je zwei Auslauföffnungen, die in bekannter Weise

Oben sind sämtliche 6 Zellen durch eine Eisenbeton-Platte geschlossen, um auf diese Weise den über dem Silo befindlichen Dachraum zur Aufstellung von Transportanlagen (Förderschnecken nebst Motoren usw.) benutzen zu können. Ueber jeder Zelle besitzt diese Decke eine mit einem wulstförmigen Ansatz versehene Oeffnung, durch welche die Beschickung

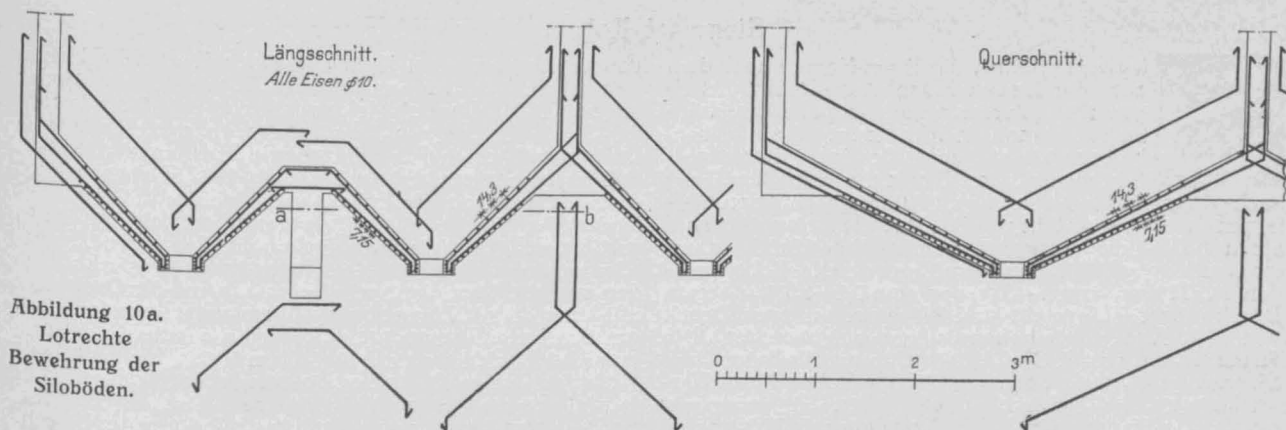


Abbildung 10a.
Lotrechte
Bewehrung der
Siloböden.

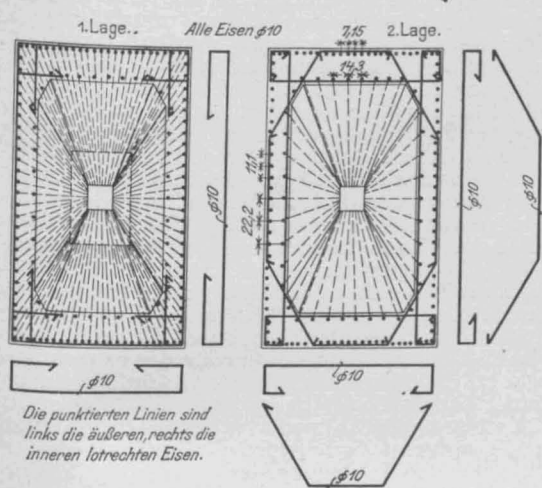


Abb. 10b
(links).
Wagrechte
Bewehrung der
Böden.

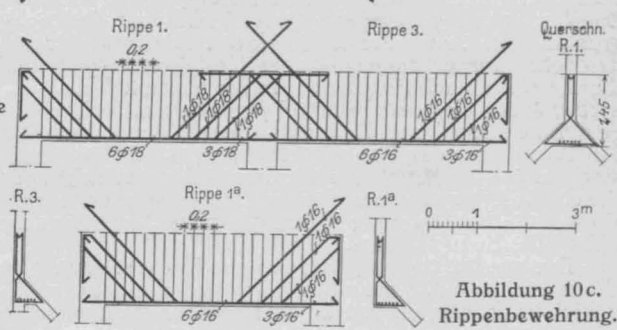


Abbildung 10c.
Rippenbewehrung.

Abbildung 10a-c.
Einzelheiten der
Bewehrung des
Traßsilos.

des Silos erfolgt. Im Inneren der einzelnen Zellen befinden sich Einsteigleitern, um die Wände reinigen und überhaupt den Silo im Inneren befahren zu können.

Die konstruktive Ausbildung der Zellen erfolgte in bekannter Weise, wobei durch Vouten in den Ecken dafür gesorgt wurde, daß die Momente in den Feldmitten möglichst vermindert werden. Ein Bild der Bewehrung der Trichter zeigt Abb. 9, S. 23, während die Abbildungen 10a-e die Anordnung der Bewehrung für Trichter, Rippen und Wände darstellen. Die Normalausbildung der Wände mußte an einer Stelle, in der eine Riemenscheibe in das Profil der Silozellen hineinragt, abgeändert werden. Es geschah dies in der Weise, wie Abbildung 10e angibt. Ueber die weitere konstruktive Durchbildung des Silos ist nichts Besonderes zu erwähnen, da es sich um ein normales Bauwerk handelt.

Die Einrüstung des Baues erfolgte mittels eines festen Gerüstes, welches im Inneren der Zellen hergestellt und nach außen lediglich durch einige Streben abgesteift wurde. Abb. 11a-c zeigt die Gesamt-Anordnung des Gerüstes. Außen am Silo befanden sich keine Gerüste; es wurde nur von Innen gearbeitet.

Der Beton wurde in demselben Mischungsverhältnis wie der beim Schachtbau verwandte Eisenbeton hergestellt und mittels der Mischmaschine, die mit einem Windwerk versehen war, in Schubkarren hochgezogen. Der Wasserzusatz war durchweg sehr reichlich bemessen, weil einerseits die dünnen Konstruktionsteile des Silos nur mit fast flüssigem Beton hergestellt werden konnten, andererseits der für die Betonmischung verwandte Niedermendiger Basaltlavsplitt infolge seiner porösen Beschaffenheit das Wasser in großen Mengen aufsaugt und dem Zement entzieht. Außerdem fiel die Bauzeit in die heiße Jahreszeit, in welcher der Wasserzusatz bekanntlich an und für sich größer gehalten werden muß.

Den fertigen Silobau zeigt Abb. 12, S. 23.

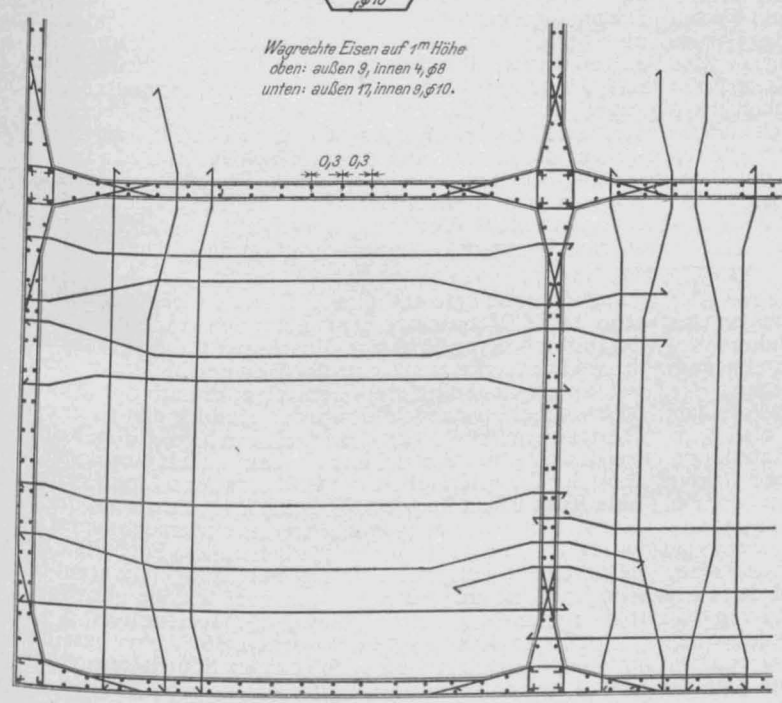


Abbildung 10d. Wagrechte Bewehrung der Wände.

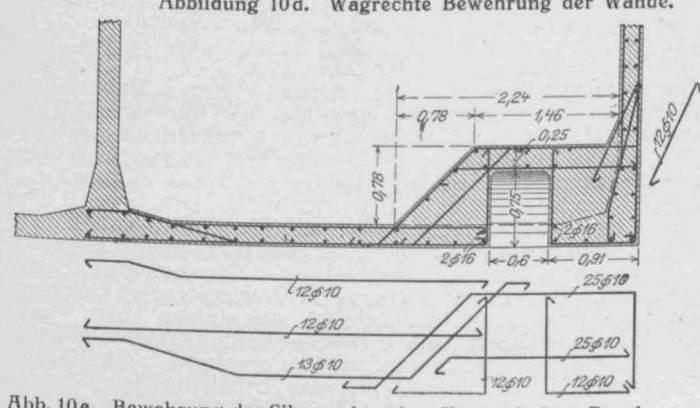


Abb. 10e. Bewehrung der Silowand an dem Transmissions-Durchgang.
6. Februar 1915.

Siegwart-Rohre.



Siegwart-Rohre, die ihren Namen nach dem auch durch seine Eisenbeton-Decke aus eigenartig geformten und hergestellten Hohl-balken bekannten Erfinder tragen, sind Eisenbetonrohre mit spiralförmiger Stahldraht-Bewehrung, die auf rein maschinellern Wege nach einem besonderen, durch Patent geschützten Verfahren derart hergestellt werden, daß die Betonmasse auf einen in Drehung versetzten zylindrischen Hohlkern unter Druck spiralförmig aufgewalzt wird. Die Rohre werden in Längen von 3—5 m und von 0,2—1,5 m innerem Durchmesser hergestellt und für einen inneren Druck von 0—10 Atm., sowie hohen Außendruck berechnet. Die Firma Ed. Züblin & Cie., Unternehmung für Beton- und Eisenbetonbau in Straßburg i. Els., die Rohre dieser Herstellungsweise in Deutschland eingeführt hat, verwendet als Material für dieselben behufs Erzielung möglichst hoher Druckfestigkeit vorwiegend Quetschsand mit Quetschgrus und nur besten Portland-Zement. Die Innenflächen der Rohre werden dann bei diesem Verfahren so glatt und dicht, daß sie nach Angabe der Firma bis zu 2 Atm. Wasserdruck ohne besondere Mittel dicht halten. Bei größerem Innendruck wird Dichtigkeit erzielt durch Anstrich mit Teerpräparaten, Asphalt-Emulsion, durch Beimischung dichtender Mittel in die innerste Mörtelschicht oder durch Aufbringen einer dünnen Asphaltschicht. Durch diese Mittel ist dauernde Wasserdichtigkeit auch für sehr hohen Druck zu erzielen.

Der zur Herstellung erforderliche Apparat besteht im Wesentlichen aus 2 auf einem Gleis gegen einander verschieblichen Wagen, welche die Lager für die Drehachse des zylindrischen Kernes tragen, ferner aus einem kräftigen Stoffgurt, dem das feine Betonmaterial durch Schüttrinnen aus der Beton-Mischmaschine zugeführt wird und der es in einer Stärke von 1—4 cm auf den Kern aufwickelt, schließlich in der elektrischen Antrieb-Vorrichtung. Der Stoffgurt wird von einer endlosen L-förmigen Förderkette unterstützt, ist mit dem einen Ende des Kernes fest verbunden und läuft in schräger Richtung auf dessen Achse zu, sodaß der Gurt sich bei der Drehung des Kernes spiralförmig auf diesen aufwickelt. Die Betonmasse wird auf dem Gurt bei der Heranführung an den Kern durch Abstreicher abgeglichen und durch eine Rolle schon etwas vorgepreßt. Durch die feste Anspannung des sich aufwickelnden Gurtes und durch 2 starke Walzen wird der Beton dann auf den Kern so fest aufgedrückt, daß aus dem Gurt Feuchtigkeit austritt. Durch Manschetten, die beiderseits auf den Rohrkern aufgeschoben werden, wird die Rohrlänge scharf an den Köpfen begrenzt. Ist der Gurt in

ganzer Länge auf den Kern aufgewickelt, also die innere Betonschicht des Rohres aufgebracht, so wird er wieder abgewickelt, während gleichzeitig von dem frei werdenden Ende des Rohres her eine Anzahl von Flachstahldrähten aufgewickelt werden, die ein Abfallen des frischen Betons verhindern. Unter Drehung des Kernes erfolgt dann die weitere Aufwicklung von Stahldraht, bis der erforderliche Bewehrungs-Querschnitt erreicht ist, dann wird die Längsbewehrung aufgelegt und durch neue Drahtwindungen festgehalten. Nach Befestigung aller Draht-Enden und nachdem die innere Betonlage und das Drahtnetz mit einer dicken Zementbrühe überstrichen worden sind, um das feste Zusammenbinden und die satte Einbettung zu sichern, wird genau in derselben Weise wie zuerst mit Hilfe des Gurtes die äußere Betonlage aufgewickelt. (Für besonders ungünstige Verhältnisse ist es ein leichtes, nach diesem Verfahren auch Rohre mit doppelter Bewehrung herzustellen, indem eine zweite Spiraldrahtschicht und eine dritte Betonschicht aufgewickelt werden.) Das Rohr wird dann samt Kern, und noch umwickelt mit dem Stoffgurt, aus den Lagern gehoben, auf den Lagerplatz gebracht und dort 1—2 Tage auf Sand gelagert. Dann wird der Kern des Rohres, der mit Hilfe eines Exzentrers im Querschnitt verkleinert werden kann, durch eine besondere Einrichtung heraus gezogen und schließlich auch der Gurt abgewickelt. Das Gewicht der Siegwart-Rohre soll nach Angabe der ausführenden Firma im Allgemeinen nicht größer sein als dasjenige gußeiserner Rohre, ja meist um etwa 20% geringer.

Als Vorteile gegenüber der üblichen Ausführungsweise von Eisenbetonrohren wird die sichere Einhaltung der vorgeschriebenen Lage der Bewehrung, die feste Anpressung des Betons an den Kern durch die Preßrollen, die leichte Möglichkeit stetiger Kontrolle des ganzen Arbeitsvorganges, die Möglichkeit, je nach Bedarf die innere Betonschicht behufs Erzielung größerer Dichtigkeit in anderer Mischung, mit Zusätzen usw. herzustellen, hervor gehoben. Als weiterer Vorteil wird die Möglichkeit einer sehr weit gehenden Aufteilung der Bewehrung in feine Drähte und die Vorspannung der Drähte beim Aufwickeln angegeben, wodurch der Beton bei Innendruck zunächst entlastet wird. Die Bildung von Haarrissen wird daher möglichst lange hinaus geschoben. Ein besonderer Vorzug ist es schließlich, daß die Rohre in Längen bis zu 5 m hergestellt werden können, daß also die Zahl der Stoßstellen, die immer eine gewisse schwache Stelle in der Leitung bedeuten, verringert wird. Die Stöße werden im Allgemeinen durch Ueberschieb-Muffen gesichert, die nach demselben Verfahren hergestellt werden. Es sind aber auch andere Dichtungsverfahren möglich. —

Vermischtes.

Jahresbericht 1913 des kgl. Material-Prüfungsamtes in Berlin-Lichterfelde. Aus dem Ende vorigen Jahres versandten Bericht, der sich auf das Geschäftsjahr vom 1. April 1913 bis 31. März 1914 bezieht, entnehmen wir, daß das Personal sich im Berichtsjahr auf 229 Personen belief, davon 75 akademisch gebildete Beamte, als Direktoren (3, davon 2 gleichzeitig Abt.-Vorst.), Abteilungs-Vorsteher (4), ständige Mitarbeiter (16) und Assistenten (52). Für die verschiedenen Material-Prüfungen standen 106 Prüfungsmaschinen (teils mit Druckwasser, teils mechanisch angetrieben) zur Verfügung. Interessant sind die seit 1880 aufgetragenen Kurven für die Ausgaben und Einnahmen, den Staatszuschuß und den Personalstand der Anstalt, die zugleich ein Bild von dem Anwachsen der Tätigkeit des Amtes geben. Im Jahre 1880 betrugen die Ausgaben etwa 11 000 M. und waren fast ganz durch den Staatszuschuß zu decken. Die Zahl der beschäftigten Personen war 25. Im Jahre 1904, dem ersten nach der Uebersiedelung nach Lichterfelde, war die Zahl der beschäftigten Personen schon auf gegen 150 gestiegen, die Ausgaben auf über 360 000 M., die Einnahmen auf über 220 000 M., der Staatszuschuß auf gegen 140 000 M. Im Berichtsjahr waren die Ausgaben auf gegen 710 000 M., die Einnahmen auf fast 500 000 M. und der Zuschuß auf rd. 250 000 M. angewachsen.

Aus den Neueinrichtungen und neuen Aufgaben der uns hier interessierenden Gebiete ist die Aufstellung von Bauplänen für die Errichtung eines Laboratoriums zur Untersuchung der Rohmaterialien für die Ton-, Zement- und Kalk-Industrie zu nennen.

Bezüglich der Arbeiten der einzelnen Abteilungen sei Folgendes aus den Abteilungen für Metall- und für Baumaterial-Prüfung hervor gehoben, die uns hier am meisten interessieren:

In der Abteilung für Metallprüfung wurden 671 Anträge (gegen 503 im Vorj.) erledigt, davon 106 auf Behör-

den, 565 auf Private entfallend. Diese Anträge umfaßten etwa 11 000 Versuchsreihen. Zahlreich war die Anzahl der Prüfungen von Prüfungs-Maschinen für eine Reihe industrieller Werke, von Kontrollstäben und Meßinstrumenten. Interessant sind die Versuche, die mit der großen 3000-t-Maschine ausgeführt worden sind für den „Verein Deutscher Brücken- und Eisenbau-Fabriken“. Es sind u. a. bei Versuchen, die namentlich der Feststellung der Zuverlässigkeit der Prüfungs-Maschinen galten, eine Anzahl von Zug- und Druckstäben, die ausgeführten Konstruktionen nachgebildet waren, untersucht worden, um festzustellen, inwieweit die berechnete Festigkeit der Wirklichkeit entsprach. Die Abweichungen waren bei einigen nicht unbeträchtlich und zwar teils im günstigen, teils ungünstigen Sinne. Für den „Deutschen Ausschuß für Eisenbeton“ wurden 16 Versuchsreihen mit quadratischen und rechteckigen Säulen ausgeführt mit 4 verschiedenartigen Querbewehrungen, sowie mit verschiedenen Betonmischungen, im Querschnitt voll oder hohl. Ueber die Ergebnisse ist inzwischen schon berichtet worden. (Vergl. „Mitteilungen über Zement, Beton- und Eisenbetonbau“ Jahrg. 1914, S. 151 ff.) Versuche mit 6 vergitterten und genieteten 4 m langen Probestäben aus hochwertigem Siemens-Martin-Stahl von 5000 bis 6000 kg/qcm Festigkeit ergaben gegenüber früheren Versuchen mit etwa gleichartigen Stäben aus gewöhnlichem Flußeisen eine Erhöhung der Knicfestigkeit bis etwa 20%. Versuche über den Einfluß des Verzinkens auf die Festigkeits-Eigenschaften von Flußeisen ließen keinen nennenswerten Einfluß des Biegens und Glühens bei der Wärme des Zinkbades auf die Festigkeiten erkennen. Versuche mit um seine Längsachse verwundenen Quadratischeisen (wie es z. B. bei einigen Eisenbeton-Konstruktionen zur Verwendung kommt) zeigten je nach dem Grade des Verwindens (Steigung gleich der 12-, 10- und 8fachen Eisenstärke) eine Erhöhung der Streckgrenze von 63—79 %, der Bruchgrenze von 34—43 %. Die

Dehnung wurde i. M. um 40 % verringert. — In derselben Abteilung wurden auch einige Holz-Untersuchungen ausgeführt, unter anderem ein Vergleich zwischen Eichenholz und Jarraholz, welch' letzteres anstelle des ersteren für einen Brückenbelag Anwendung finden sollte. Während für Eiche im Allgemeinen eine Druckfestigkeit von 390—420 kg/qcm, 0,72 Raumgewicht und 1,9 bis 2 g Abnutzungsverlust auf 28 qcm Angriffsfläche unter dem Sandstrahlgebläse gefunden wurden, war für das Jarraholz die Bruchfestigkeit 336 kg/qcm für wassersatte, 502 kg/qcm für lufttrockene Proben, das Raumgewicht 0,841 und 1,143, die Abnutzung 1,7 g. Interessant sind auch Versuche zur Feststellung der Fäulnisgrenze einer in Bremen im Ebbe- und Flutgebiet eingerammten Spundwand. Es fanden sich noch nennenswerte Fäulnis-Erscheinungen

in ursprünglichem Zustande vorhanden sind. Sehr umfangreiche Versuche mit Stampfbeton sind für die Berliner Nord-Süd-Schnellbahn im Mischungsverhältnis 1:3 bis 1:20 angestellt worden, und zwar hinsichtlich Druck-, Biege- und z. T. auch Zugfestigkeit. Es kommen dabei mehrere Zemente und Kiessorten zur Verwendung. Bei Beton-Druckversuchen für die kais. Ob.-Postdirektion Berlin wurde die bisher noch nicht beobachtete Druckfestigkeit von 731 kg/qcm in einem Fall festgestellt. Umfangreich waren auch die in dieser Abteilung durchgeführten Versuche in wissenschaftlichem Interesse, die sich namentlich auf Zementprüfungen erstreckten, ferner auf die Mitarbeit im „Deutschen Ausschuss für Eisenbeton“, auf Untersuchungen von Hochofenschlacke zu Betonzwecken, auf Untersuchungen mit Eisen-

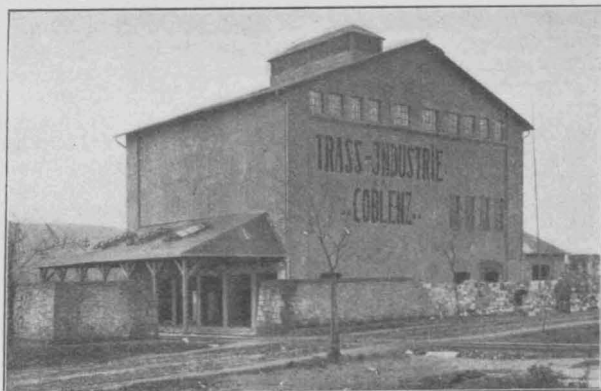
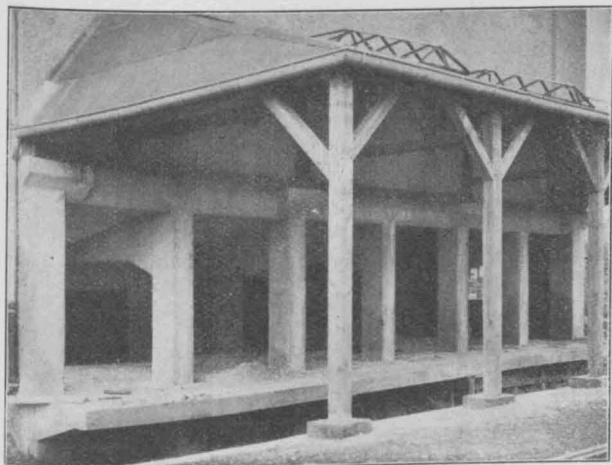


Abbildung 12. Äußere Erscheinung des Silos.
Abbildung 8 (links). Blick in den Silo-Unterbau.

0,7—1,1 m unter mittlerem Wasserspiegel, während eine Beeinflussung der Festigkeits-Eigenschaften noch auf 1,5 bis 2 m unter M.-W. erkennbar war.

Aus den Untersuchungen von Steinmaterialien ist die Prüfung von Schwemmsteinen und Mauerwerkskörpern aus solchen auf ihr elastisches Verhalten unter Druck und auf Druckfestigkeit zu erwähnen. Die Druckfestigkeiten der Steine und Mauerwerkskörper (Zementmörtel 1:3) waren rund 11 kg/qcm, die Elastizitätszahlen wurden mit steigenden Lasten kleiner und waren 9300—8100 kg/qcm für die Steine, 22 500—16 300 kg/qcm für die Mauerwerkskörper.

Die Abteilung für Baumaterial-Prüfung erledigte im Berichtsjahre insgesamt 1200 Anträge mit 47 690 Versuchen (1132 und 35 339 im Vorjahre). Namentlich im Hinblick auf die sehr ungünstige Lage des Baumarktes ist die Inanspruchnahme also eine sehr hohe gewesen. Aus den Versuchen entfallen 32 905 auf Bindemittel, 14 785 auf Steine aller Art und Verschiedenes. Erhöht hat sich namentlich die Zahl der Prüfungen natürlicher Gesteine, ferner der Bindemittel und Mörtel, besonders aber der Betonmischungen. Die Mehrzahl der Anträge stammt von Verbrauchern her, die Erkenntnis von der Notwendigkeit solcher Prüfungen bricht sich also immer weiter Bahn.

In dem Bericht werden eine Reihe allgemeiner Gesichtspunkte mitgeteilt, die sich auf die zweckmäßige Ausführung von Proben, um wirklich zutreffende Ergebnisse zu erzielen, und auf ihre Ausführungsmöglichkeit überhaupt beziehen. So ist es z. B. falsch, wenn Dichtungsstoffe für Zementmörtel und Beton in der Weise geprüft werden, daß die Proben mit einer Glattschicht aus reinem Zement versehen werden, denn diese ergibt schon Wasserdichtigkeit, sodaß also aus dieser Probe garnicht auf die Brauchbarkeit der Dichtungsstoffe geschlossen werden kann. Bezüglich der nachträglichen Feststellung des Mischungsverhältnisses und der Güte der Einzelstoffe von abgebundenem Mörtel und Beton, muß die Prüfung in vielen Fällen versagen, wenn nicht noch verwendete Materialien

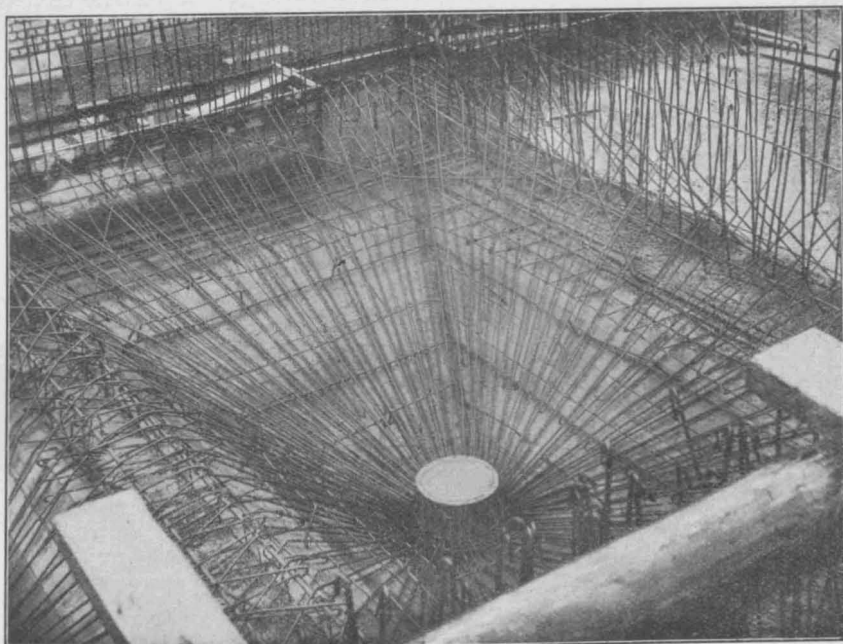


Abbildung 9. Eisenbewehrung der Silozellen-Trichter.
Schachtanlage und Traß-Silo auf der Grube „Idylle“ in Ruhl (Rhld.).

Portland-Zement. Abgeschlossen wurden die i. A. des Minist. der öffentl. Arbeiten bzw. des Ausschusses für die Prüfung von Eisen-Portlandzementen ausgeführten vergleichenden Versuche (10-Jahres-Proben) mit Portlandzement.

Auch die übrigen Abteilungen, auf die hier nicht näher eingegangen werden soll, haben eine rege und erhöhte Tätigkeit entfalten können, und zahlreiche sind die literarischen Arbeiten der Beamten über Arbeiten der einschlägigen Gebiete gewesen, die teils in den offiziellen Mitteilungen des Amtes, teils auch in Fachzeitschriften und als Sonderarbeiten erschienen sind. —

Literatur.

Eisenbetonbau. Von Dr.-Ing. W. Frank, Bauinsp. der Minist.-Abt. f. Wass.- u. Straßenbau in Stuttgart. 2. vermehrte und vollständ. umgearb. Auflage. Stuttgart 1914. Verlag von Konrad Wittwer. Pr. 6,50 M.

Als ein kurz gefaßtes Lehrbuch unter besonderer Berücksichtigung der Bedürfnisse der Praxis bezeichnet Verfasser das 288 S. 8° starke, mit guten Abbildungen ausgestattete Werk, gegenüber dessen 1. Aufl. v. J. 1910 die Neubearbeitung eine Reihe von Bereicherungen und Verbesserungen zeigt. Der vom Verfasser erstrebte Zweck dürfte durch die klare, nur das Wichtige behandelnde Darstellung — die sich in der Hauptsache auf die am meisten vorkommenden Gebilde der Platte in ihren verschiedenen Formen, des Balkens, der Säule, des Bogens und des Rahmens, sowie der Behälterformen beschränkt — durch die Entwicklung vereinfachter, handlicher Dimensionierungsformeln, deren Auswertung durch eine größere Zahl praktischer Tabellen erleichtert wird, sowie durch zahlreiche durchgerechnete, aus der Praxis entnommene Beispiele, in vollem Maße erreicht sein. Den Berechnungen, die nach Möglichkeit ohne Anwendung der höheren Mathematik durchgeführt sind, aber doch schon ein reiferes Verständnis für die Lösung statischer Aufgaben voraussetzen, werden allgemeine Ausführungen zur Klarlegung der statischen Verhältnisse, unter denen die betreffenden Konstruktionen stehen, vorausgeschickt, es werden ferner kurze Angaben über die zur Verwendung kommenden Baustoffe und ihre Eigenschaften gemacht, sowie aus dem einschlägigen reichhaltigen Versuchsmaterial die zum Verständnis notwendigen wichtigen Ergebnisse mitgeteilt. Behandelt werden die einfache, die durchlaufende und die allseitig aufgelagerte Platte, die einfachen und durchlaufenden Unterzüge, Platten und Balken mit doppelter Bewehrung, Säulen mit Längsbewehrung und Bügeln, sowie ringbewehrte. Für exzentrisch beanspruchte Bauteile wird zunächst die Bewehrung nach den amtlichen Normen durchgeführt, die umständlich ist, außerdem keine Dimensionierungsformeln bietet, ferner wird auf ein angenähertes Verfahren hingewiesen, das demjenigen bei homogenen Querschnitten entspricht, schließlich ein neuer Weg zur Aufstellung von Dimensionierungsformeln gezeigt, ähnlich wie bei einfacher Biegung. Der Abstand der oberen Eisen wird als Funktion von x eingeführt, später überhaupt gleich Null gesetzt, was keinen großen Fehler bedeutet. Dann ergeben sich Formeln von

der Form $h = \alpha \cdot \frac{6M}{N}$ und $\sigma_b = \frac{\beta \cdot N^2}{3M \cdot b}$. Ist dann das Ver-

hältnis $f_e' : f_e$ bekannt, so lassen sich Tabellen für α und β entwickeln, die für den praktischen Fall $f_e' = f_e$ d. h. Druckgleich Zug-Bewehrung einfache Form annehmen und vom Verfasser aufgestellt und dem Werke beigegeben sind. Verfasser verliert die Ansicht, daß diese von ihm schon in der ersten Auflage mitgeteilte Berechnungsweise vor zahlreichen anderen (von denen wir auch in den „Mitteilungen“ gelegentlich Beispiele veröffentlicht haben, so erst kürzlich) praktisch den Vorzug verdiene, eine Frage, über die wohl Diejenigen am besten entscheiden werden, die häufiger mit der einen oder anderen Formel zu rechnen haben. Auch bei der Berechnung der Bogen und Rahmen führt Verfasser Vereinfachungen durch, namentlich auch für durchlaufende Rahmen beliebiger Felderzahl, indem er die Clapeyron'schen Gleichungen fortentwickelt unter Berücksichtigung der Drehmomente, die aus den Stützen in die Balken übertragen werden. Für praktische Zwecke dürften auch hier brauchbare Formeln von ausreichender Genauigkeit gefunden sein. —

Zementverarbeitung. Herausgeber Dr.-Ing. Riepert, Reg.-Bmstr. a. D. Vorstand der Zentralstelle zur Förderung der deutschen Portland-Zement-Industrie. Cementverlag G. m. b. H. Charlottenburg. —

Wir hatten im Vorjahre, S. 95, auf Art und Zweck dieser Veröffentlichungen im Allgemeinen hingewiesen. Bis Schluß 1914 sind nun 2 weitere Hefte erschienen:

Heft 7. Die Verwendung von Beton und Eisenbeton im Meliorationsbauwesen. Verf. Brt. Fritz Wichmann. 1914. Pr. 1 M. —

Das 82 S. 8° starke, von Abbildungen reich durchsetzte Heft will zeigen, wie auf dem Gebiete des Meliorationsbauwesens in Beton und Eisenbeton zweckmäßig und wirtschaftlich gebaut werden kann, wobei zu berücksichtigen ist, daß nicht niedrige Herstellungskosten allein die Wirtschaftlichkeit bedingen, sondern daß auch die Höhe der Unterhaltungskosten eine wichtige Rolle spielt, ganz besonders bei Bauten, bei denen man vielfach eine besonders sorgfältige Unterhaltung nicht voraussetzen darf. Den einzelnen Abschnitten werden, um die Wahl der Konstruktionsweise und des Baustoffes zu begründen, allgemeine Gesichtspunkte vorangestellt und es werden bei verschiedenen Konstruktionen Vergleiche hinsichtlich der Dauerhaftigkeit der zur Verfügung stehenden Baustoffe gezogen, die vielfach zugunsten des Betons und Eisenbetons ausfallen. Behandelt werden: Regulierung der Wasserläufe, als das sind Ufer- und Sohlen-Befestigungen, Stauanlagen, kleine Brücken und Durchlässe; Eindeichungen, Ent- und Bewässerungs-Anlagen und zum Schluß ländliche Wasserleitungen mit ihren Anlagen zur Fassung, Förderung und Aufspeicherung des Wassers. Dem Zweck der Veröffentlichungen entsprechend, hauptsächlich Anregung zur Anwendung des Betons bei Bauten der vorliegenden Art zu geben, wird auf die konstruktiven Einzelheiten nicht näher eingegangen.

Heft 8. Betonbausteine. 1914. Pr. 35 Pf. Die kleine Schrift behandelt auf 44 S. und mit guten Abbildungen ausgestattet, die Anwendung des Betons als Baumaterial in Gestalt von geformten Steinen, wobei unterschieden wird zwischen dem Betonmauerstein, der dem Tonziegel entspricht, dem Betonhohlblock, der anstelle von Bruchsteinmauerwerk zur Anwendung kommt und dem Betonwerkstein, der den Naturwerkstein ersetzt und gleich diesem hauptsächlich zu Verblendzwecken in Anwendung kommt. Eingehend wird die Herstellung nach kurzen Angaben über die zu verwendenden Materialien und ihr zweckmäßiges Mischungsverhältnis besprochen unter Darstellung und Besprechung der gebräuchlichen Formen, Herstellungsmaschinen usw., vielfach unter Angabe der Kosten. Behandelt wird auch die Frage der Isolierfähigkeit von Betonwänden gegen Temperatureinflüsse usw., die in der Anwendung im Wohnhausbau eine wichtige Rolle spielt und noch oft irrtümlicher Weise in einer dem Beton ungünstigen Sinne beantwortet wird, die Behandlung der Oberfläche bei den Betonwerksteinen und wird schließlich an einer Reihe ausgeführter Beispiele die gute ästhetische Wirkung des Betonwerksteines gezeigt, die bei guter Ausführung dem Naturstein nicht nachsteht, während der Betonwerkstein dem Naturstein in vielen Fällen an Dauerhaftigkeit überlegen ist. Die Schrift will der weiteren Verbreitung des Betonsteines die Wege ebnen und verfolgt diesen Zweck in geschickter und sachlicher Weise. —

Fr. E.

Verein Deutscher Portland-Cement-Fabrikanten (E. V.).

Tagesordnung für die 38. ordentl. Generalversammlung

am Dienstag, den 23. Februar 1915, vorm. 10 Uhr im Bankettsaal des Weinhauses „Rheingold“ zu Berlin.

1. Erstattung des Jahresberichtes durch den Vorsitzenden des Vereins, Hrn. Dir. Dr. Müller, Rüdersdorf.
2. Erstattung des Kassenberichtes durch den Kassierer des Vereins, Hrn. Dir. P. Siber, Stettin.
3. Wahl der Rechnungsprüfer nach § 12 der Satzungen.
4. Vorstandswahl nach § 4 der Satzungen.
5. Bericht über die Tätigkeit des Vereins-Laboratoriums, Berichterstatter Hr. Dr. F. Framm, Karlshorst.
6. Wahlen zum Verwaltungsrat des Vereins-Laboratoriums.
7. Bericht über die Tätigkeit der „Zentralstelle zur Förderung der deutschen Portland-Zement-Industrie“, Berichterstatter: Hr. Reg.-Bmstr. a. D. Dr. Riepert, Charlottenburg.
8. Wahlen zum Kuratorium der Zentralstelle.
9. Ersatzwahl zum Wirtschaftlichen Ausschuß.
10. Verschiedenes.

Mit Rücksicht auf die Kriegszeit ist die Tagesordnung der diesjährigen Generalversammlung nur auf die satzungsmäßig zu erledigenden Gegenstände und geschäftliche Berichte beschränkt. Einladungen zur Generalversammlung an Nichtmitglieder ergehen nicht.

Anstatt des sonst üblichen Festessens findet nur ein gemeinschaftliches Mittagessen ohne Damen im „Rheingold“ statt. Anmeldungen hierzu werden bis 20. Februar 1915 an die Adresse des Vorsitzenden nach Kalkberge (Mark) erbeten.

Kalkberge (Mark), im Januar 1915.

Der Vorstand des Vereins Deutscher Portland-Cement-Fabrikanten (E. V.). Dr. Müller, Vorsitzender.

Inhalt: Die Neubauten der Waggonfabrik Jos. Ratgeber A.-G. in Moosach bei München. — Schachanlage und Traß-Silo auf der Grube „Idylle“ in Krufft i. Rhld. (Schluß). — Siegwart-Rohre. — Vermischtes. — Literatur. — Verein Deutscher Portland-Cement-Fabrikanten (E. V.). —

Verlag der Deutschen Bauzeitung, G. m. b. H., in Berlin. Für die Redaktion verantwortlich: Fritz Eiselen in Berlin. Buchdruckerei Gustav Schenck Nachflg. P. M. Weber in Berlin.

DEUTSCHE BAUZEITUNG

MITTEILUNGEN ÜBER ZEMENT, BETON- UND EISENBETONBAU

UNTER MITWIRKUNG DES VEREINS DEUTSCHER PORTLAND-
CEMENT-FABRIKANTEN UND DES DEUTSCHEN BETON-VEREINS

XII. JAHRGANG 1915.

№ 4.

Die Neubauten der Waggonfabrik Jos. Rathgeber A.-G. in Moosach bei München.

Architekten und Ausführung: Gebr. Rank in München. — Von Architekt Reg.-Bmstr. Hans Allwang in Augsburg.

(Schluß.) Hierzu die Abbildungen S. 28 und 29.



entsprechend den beiden Haupt-Materialien, Eisen und Holz, erfolgt die Fabrikation von zwei Richtungen her: die Schmiede besorgt den Rahmenbau, die Schlosserei den Bau der Eisengerippe der Waggons. Aus den Holzlagerschuppen, in welche die Hölzer nach einer mindestens einjährigen Freilagerung

eingelagert sind, kommen sie in die Holzbearbeitungs-Werkstätte. Der Zusammenbau der Holz- und Eisenteile erfolgt in den Aufschlage-Werkstätten, während

in der Lackiererei die letzte Hand angelegt wird.

Die Werkstätten werden, wie der Uebersichtsplan Abbildung 1 in No. 3 zeigt, von geraden Gleissträngen durchzogen, zwischen welchen durchweg Arbeitsgruben angeordnet sind. Die Gleisstränge werden durch 3 zwischen die einzelnen Werkstätten-Gruppen eingeschobene Schiebebühnen mit einander verbunden. Diejenige im Plan ganz rechts, die zwischen den Aufschlage-Werkstätten einerseits und der Lackiererei und Reparatur-Werkstätte anderseits liegt, gehört zu den größten in München.

Alle Werkstätten werden von dem Kesselhaus her beheizt, dessen Erscheinung Abbildung 10 zeigt.

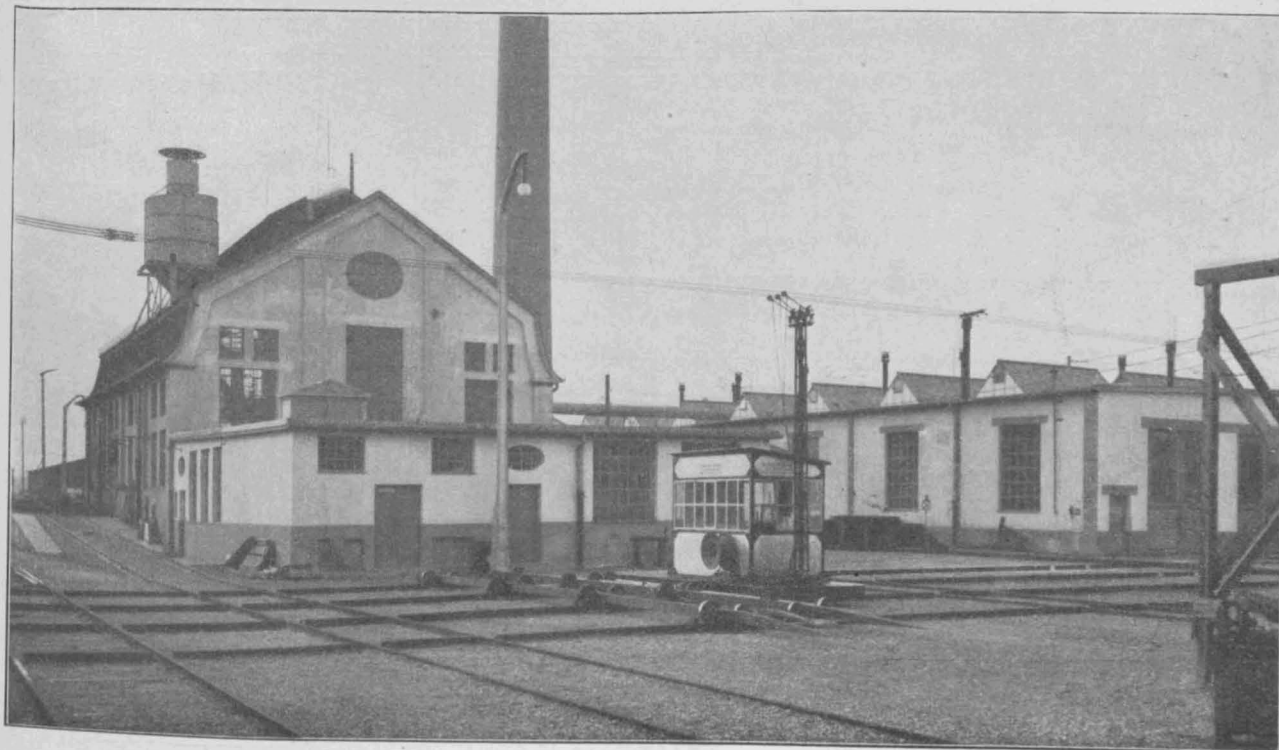
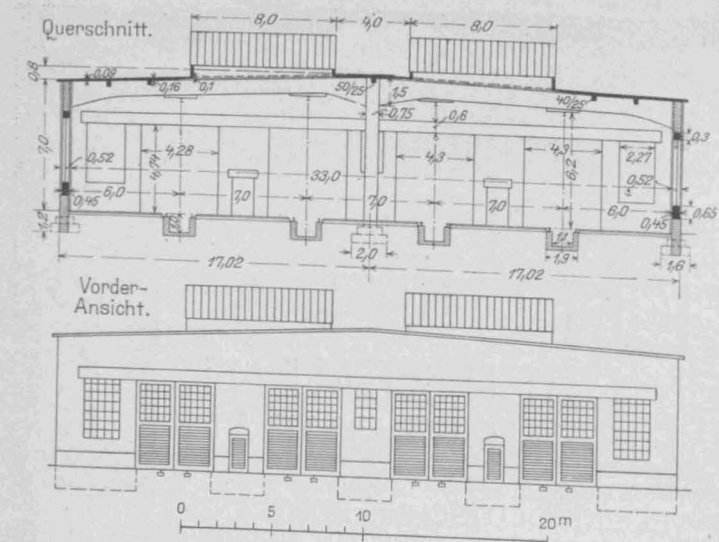
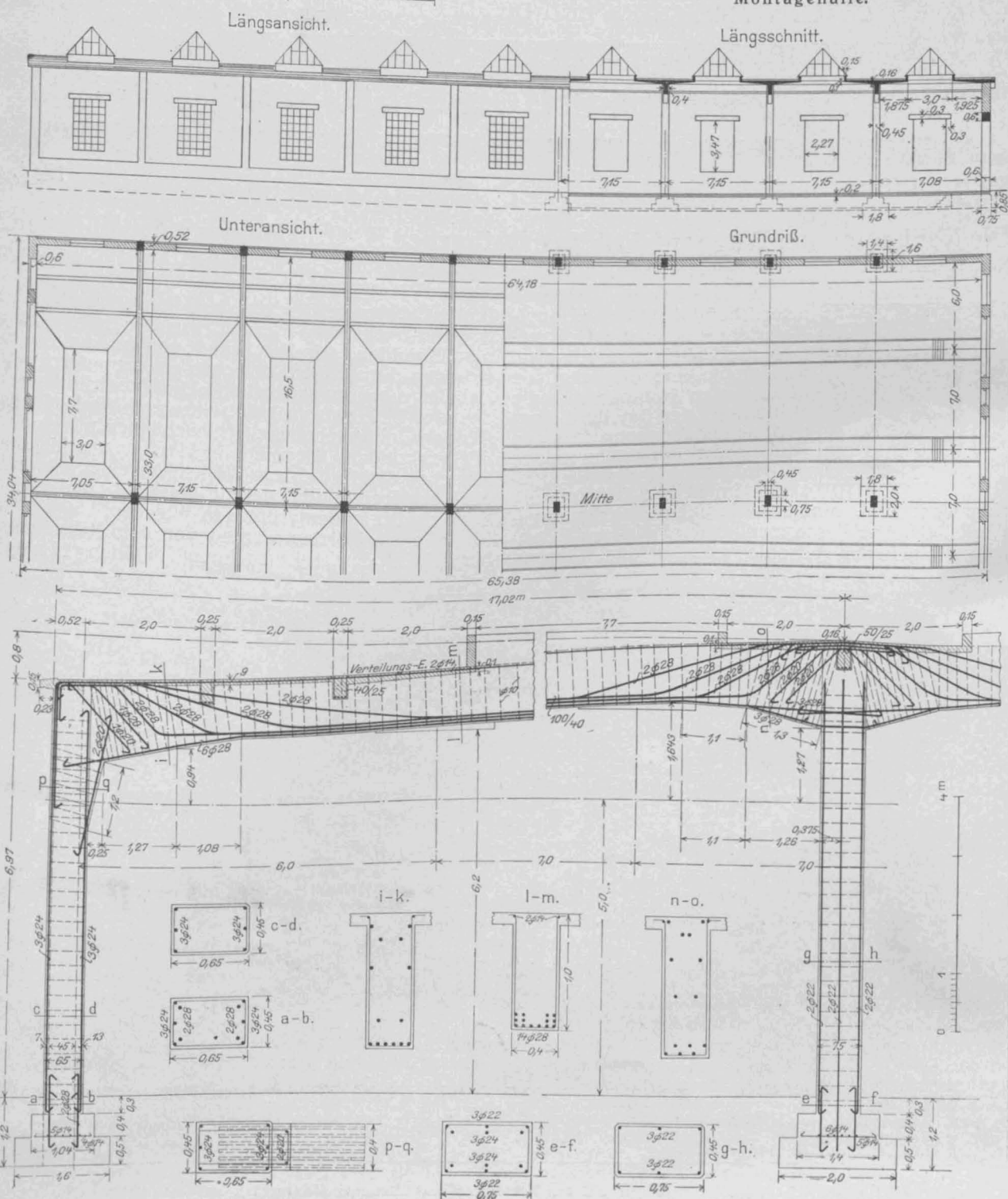


Abbildung 10. Ansicht von Kesselhaus und Montagehalle (rechts).



Mittels Rohrleitungen, die in Eisenbeton-Kanäle eingelegt sind (vergleiche den Uebersichtsplan Abb. 1 in No. 3), wird den einzelnen Werkstatt-Hallen und auch einer Holz-Trocken-Anlage Dampf von 2 Atm. Spannung zugeführt. Nur das Direktions- und Kantinen-Gebäude sind nicht angeschlossen, besitzen vielmehr ihre unabhängigen Zentralheizungen. Die Werkstätten erhalten durch große Seitenfenster und Oberlichter eine gute Tages-Beleuchtung, außerdem ist eine künstliche Beleuchtung mit 200-kerzigen Osram-Lampen

Abbildung 13 c und d (oben). Querschnitt u. Kopfansicht.
Abbildung 13 a und b (Mitte). Längsschnitt und -Ansicht, Grundrisse.
Abbildung 14 (unten). Einzelheiten des Binders und seiner Bewehrung.
Abbildungen 13 a - d und 14. Ausbildung der Montagehalle.



vorgesehen, für die, ebenso wie für die Kraftversorgung, der Strom von den Isar-Werken geliefert wird. Der ankommende Drehstrom von 5000 Volt Spannung wird durch Transformatoren, die in einem kleinen Bau in der Nähe des Direktions-Gebäudes (vergl. den Uebersichtsplan) untergebracht sind, auf die Gebrauchsspannung gebracht. Für die elektrische Beleuchtung ist durch eine Akkumulatoren-Batterie eine für mehrere Stunden vollkommen ausreichende Reserve geschaffen.

Durch eine von der Maschinen-Fabrik Augsburg-Nürnberg ausgeführte Entstaubungs-Anlage werden die Sägespäne aus dem Sägewerk und den Holzbearbeitungs-Werkstätten auf kürzestem Wege in das Kesselhaus abgesaugt.

Was schließlich die Konstruktion der Werkstätten betrifft, so sind diese mit alleiniger Ausnahme der Schmiede in Eisenbeton erstellt. Letztere besitzt ein 27 m weit gespanntes Dach in Eisen, das von der Fa. Rathgeber selbst ausgeführt ist. Ihr Fußboden besteht aus gestampftem und mit Ochsenblut getränktem Lehm, in den Eisenspäne gemischt sind. Die Fußböden der übrigen Werkstätten bestehen aus 5 cm starken Holzdielen auf 6,9 cm starken Lagerhölzern, die in 15 cm starken Beton eingebettet sind.

Die Werkstätten besitzen im Allgemeinen eine Länge von 65 m bei 27 m Breite. Das Traggerüst bilden Rahmen-Konstruktionen mit Mittelstütze (also 13,5 m Spw.). Die von großen Oberlichtern durchbrochenen Eisenbeton-Dächer sind mit einer Kork-Isolierschicht und Dachpappe abgedeckt. Die weiträumige, freund-

liche und lichte Erscheinung der Werkstätten-Innenen lassen die beiden Abb. 11 und 12, S. 29, erkennen, die einen Blick in die Lackiererei und Schlosserei geben.

Die Konstruktion der Werkstätten sei an dem Beispiel der Montagehalle, die eine Lichtweite von 33 m besitzt, etwas näher erörtert. Die Gesamt-Anordnung in Grundrissen, Längs- und Querschnitt sowie Ansichten zeigen die nebensteh. Abb. 13a—d. Die äußere Erscheinung geht aus Abb. 10, S. 25, hervor.

Die das Traggerüst bildenden 3 stieligen Rahmenbinder stehen in 7,05 m Abstand v. M. z. M.; zwischen sie spannen sich Längsträger, welche die Dachhaut stützen. Die eisernen Oberlichter, die im Grundriß eine Fläche von 3 · 7,7 m überdecken, werden von Eisenbeton-Rahmen getragen. Die Füße der Binder stehen auf Einzelfundamenten, mit denen sie verankert sind. Die Wände sind ausgemauert. Ueber die großen Fenster der Seitenwände und über die 4,3 m weiten Toreinfahrten der Giebelwände sind Eisenbeton-Balken als Fenstersturze gelegt (in der Giebelfront durchlaufend 60/45 cm stark). Die Ausmauerung der Seitenwände wird durch Eisenbeton-Riegel getragen, die zwischen die Binder gespannt sind und unter den Fensteröffnungen liegen. (Sie sind im Äußeren nicht sichtbar.) Die Erde zwischen den Binder-Fundamenten wird also lediglich durch das Sockelmauerwerk belastet.

Die Binder-Konstruktion ist in Abbildung 14 dargestellt. Sie zeigt auch die Anordnung der Bewehrung und bedarf einer weiteren Erläuterung nicht. —

Ermittlung der Abmessungen einfach und doppelt bewehrter Eisenbeton-Querschnitte bei reiner Biegung sowie bei exzentrischem Druck und Zug.

Nachtrag zu dem Aufsatz in No. 22, 23 und 24, Jahrgang 1914.

Von Dipl.-Ing. W. Stark, Oberingenieur der A.-G. Dyckerhoff & Widmann, Niederlassung Karlsruhe.



it Rücksicht auf die Nachschrift der Schriftleitung am Schlusse der Abhandlung unter obigem Titel erscheint es erforderlich, auf den Zweck des Aufsatzes nochmals einzugehen und dessen Ableitungen und Ergebnisse mit den früheren Veröffentlichungen über Querschnittsbestimmung bei einfacher und zusammengesetzter Querschnittsbeanspruchung zu vergleichen. Der Zweck der Abhandlung ist, wie in deren Einleitung angegeben ist, zu zeigen, daß die gleichen Verfahren zur Querschnitts-Ermittlung im Grundsatz sowohl für reine Biegung als für exzentrischen Druck und Zug angewendet werden können, wenn das Moment der äußeren Kräfte auf den Querschnitt der Zugeisen bezogen wird. Der Gedanke an sich ist nicht neu, da er für einen Teil der in dem Aufsatz beschriebenen Verfahren zum Teil schon früher angewendet worden ist. Als neu beansprucht wird aber die folgerichtige Durchführung des Gedankens für die beiden behandelten Verfahren der Querschnittsbestimmung, besonders auch für die Ermittlung der Trägerhöhe bei doppelter Bewehrung (Verfahren IIB) und die zusammenfassende Darstellung. Hierbei ließen sich natürlich Wiederholungen nicht vermeiden, da frühere Verfahren, für welche zum Teil eine eigene Priorität in einem Aufsatz von Spangenberg & Stark (Arm. Bet. 1911) gegeben ist, der Uebersichtlichkeit und Vollständigkeit halber mit dargestellt werden mußten. Dabei sind aber die unmittelbar als Quellen benutzten Aufsätze in der Arbeit an verschiedenen Stellen angeführt und zwar: Dr.-Ing. Frank (Eisenbetonbau 1911), Handbuch für Eisenbetonbau, I. Band 1908 (Dr.-Ing. Völker), Dr.-Ing. Engesser (Zeitschr. f. Betonbau 1914).

Anderweitige Formeln für die Ermittlung der Eisen-Querschnitte bei gegebenem Betonquerschnitt für exzentrischen Druck (Verfahren IB) sind u. a. aufgestellt von Hohmann (Arm. Bet. 1909), Mayer (Deutsche Bauzeitung, Mitt. 1910), Stock (Arm. Bet. 1911), Wuczkowski (Beton u. Eisen 1911). Hierbei sind für die Eisen-Querschnitte f_e und f_e' im allgemeinen Gesamtausdrücke aufgestellt, die bezüglich ihres Umfanges für die Durchführung der Berechnung unübersichtlicher sind als die hintereinander zu berechnenden Einzelformeln des vorliegenden Aufsatzes, welche bereits früher von Spangenberg & Stark (Arm. Bet. 1911) veröffentlicht sind. Das gleiche gilt für die Ermittlung der Eisen-Querschnitte eines gegebenen Beton-Querschnittes bei reiner Biegung (Verfahren IA), da früher in gleicher Weise Gesamtausdrücke für f_e und f_e' z. B. von Haimovici (Deutsche Bauzeitung,

Mitt. 1907), Stock (Arm. Bet. 1909), Löser (Arm. Bet. 1911), Engesser (Arm. Bet. 1911), Kaufmann (Beton u. Eisen 1912), Mörsch (Der Eisenbetonbau 1912) mitgeteilt sind.

Für die Ermittlung der Trägerhöhe bei gegebenen Spannungen sind Formeln für $(h-a)$, die allerdings von denjenigen für reine Biegung zum Teil abweichen, u. a. aufgestellt von Stock (Arm. Bet. 1911), Mörsch (Der Eisenbetonbau 1912). Sie sind im übrigen lediglich für einfache Bewehrung ermittelt. Von Stock ist allerdings die Formel

$(h-a) = r \sqrt{\frac{M}{b}}$ verwendet worden, aber nicht zur unmittelbaren Höhenbestimmung, sondern lediglich für Zwischenrechnungen bei einfacher Bewehrung, da die Trägerhöhe selber aus einer Formel $h-a = N_0 + \sqrt{N_0^2 + N_0^4 \left(e' - \frac{a}{2} \right)}$ bestimmt wird.

Formeln von anderem Aufbau für die Querschnitts-Ermittlung bei exzentrischem Druck sind u. a. aufgestellt von Dr.-Ing. Frank (Zement und Beton 1905, Eisenbetonbau 1911), und zwar:

$$h-a = \alpha \frac{6M}{N}; \sigma_b = \beta \frac{N^2}{3Mb}.$$

Die Beiwerte α und β sind hierbei tabellarisch zusammengestellt für $f_e' = f_e$ und näherungsweise für $a' = 0$ berechnet. Die Formeln besitzen dann besondere Vorzüge, wenn von vornherein ein symmetrischer Querschnitt bei wechselnden Vorzeichen der Momente (z. B. bei Stützen, Brückenbogen) als zweckmäßig erscheint, sonst hat das eigene Verfahren u. a. den Vorteil der Uebereinstimmung mit demjenigen für reine Biegung.

Hr. Dr.-Ing. Thieme gibt in Heft 2 der „Mitteilungen“ d. J. an, daß die bei Verfahren I behandelte Aufgabe für reine Biegung sich einfacher lösen lasse und für den Fall exzentrischen Druckes nicht einwandfrei sei.

Für reine Biegung stellt er Formeln auf, welche sich von Formeln des Aufsatzes in No. 22 ff. 1914 dadurch unterscheiden, daß nicht die sämtlichen inneren Querschnittskräfte aus der Momentengleichung um den Schwerpunkt der Zugeinlagen, sondern die Zugkraft in den Zugeisen aus der Momentengleichung um den Druckmittelpunkt, die Druckarmatur aus den Momenten der Querschnittsgrößen um die Nulllinie abgeleitet sind. Die Lage des Druckmittelpunktes ist bei Thieme aber für doppelte Bewehrung nicht genau bestimmt, sondern näherungsweise mit dem Druckmittelpunkt des reinen Druck-Beton-

Querschnittes zusammenfallend angenommen, während in den eigenen Formeln die genaue Lage dieses Punktes berücksichtigt ist. Zudem ist die Berechnung von Dr.-Ing. Thieme nicht einfacher, da die Ausdrücke S für die statischen Momente der Querschnittsgrößen durch Formeln ausgedrückt werden müssen, die z. T. nicht angegeben sind, sodaß die Ausdrücke einfacher aussehen als sie sind.

Bezüglich der für exzentrischen Druck aufgestellten Formeln erklärt Dr.-Ing. Thieme, daß die im Schwerpunkt der Zugeisen angreifende Ersatzkraft N''_d sich in ihrer Wirkung nicht nur auf die Zugeisen beschränkt, sondern auch den gesamten Querschnitt auf Biegung beansprucht. Diese Behauptung rührt davon her, daß Dr. Thieme lt. seiner früheren Veröffentlichung in den Mit-



Abbildung 8. Fahrräderhalle mit Kantinengebäude. (Rechts: Direktions-Gebäude.)

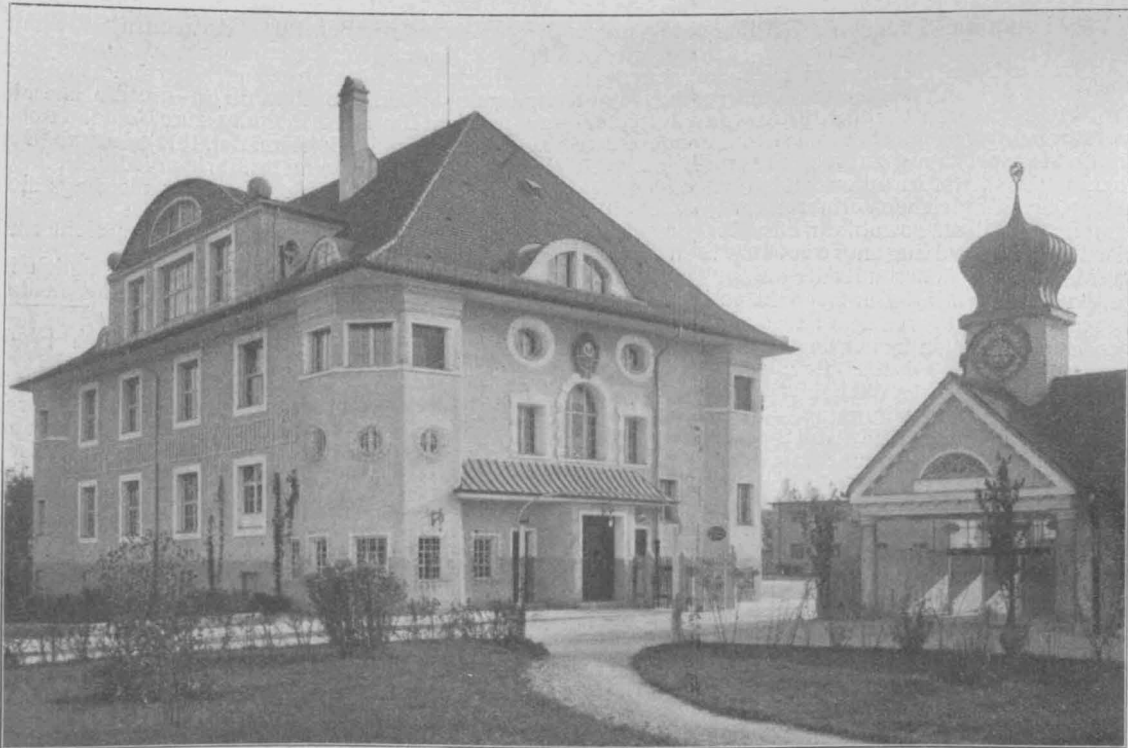


Abbildung 9. Direktions-Gebäude. (Rechts: Kontroll-Eingang.) Text vergleiche No. 3.

Die Neubauten der Waggonfabrik Jos. Rathgeber A.-G. in Moosach bei München. Architekten: Gebr. Rank in München.

Außerdem sind unter Umständen Verwechselungen bei der Auswertung der Formeln möglich, da für die Beton-Druckkraft der Druckmittelpunkt im Abstand $\frac{2x}{3}$, für die Beton-Druckzone im Abstand $\frac{x}{2}$ von der Nulllinie liegt, also $S_{bd} = \frac{x^2}{2} \cdot b$ anzunehmen ist.

teilungen 1912, Heft 12, seine Formeln für exzentrischen Druck auf Voraussetzungen aufbaut, die von denen der Preuß. Bestimmungen nach seiner eigenen Angabe abweichen insofern, als er zunächst für Normaldruck und ein Biegemoment von solcher Größe, daß die Kantenpressung Null wird, den ganzen Querschnitt mitwirken läßt und erst für das überschießende Moment nach den Formeln der Preuß. Bestimmungen die Abmessungen oder Spannungen ermittelt, während nach den Preuß.

Bestimmungen das ganze äußere Kraftsystem auf einmal wirkend angenommen wird. Nach den Voraussetzungen der Preuß. Bestimmungen bildet aber, sobald überhaupt Zug im Querschnitt auftritt, der Schwerpunkt der Zug-

abziehende Ersatzkraft N''_d beschränkt sich in ihrer Wirkung auf den Zugquerschnitt allein, solange die Biegunszugkraft größer als die Ersatzkraft N''_d bleibt, eine Biegungs-Beanspruchung des übrigen Querschnittes fin-

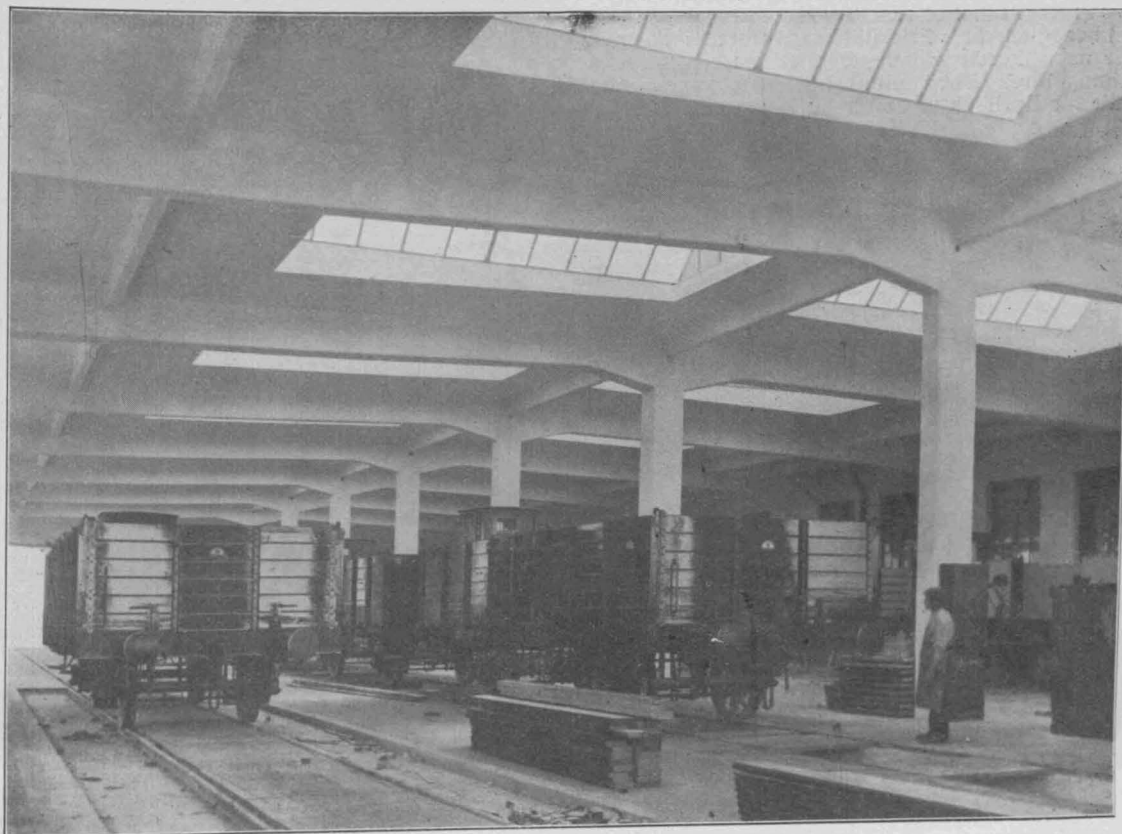
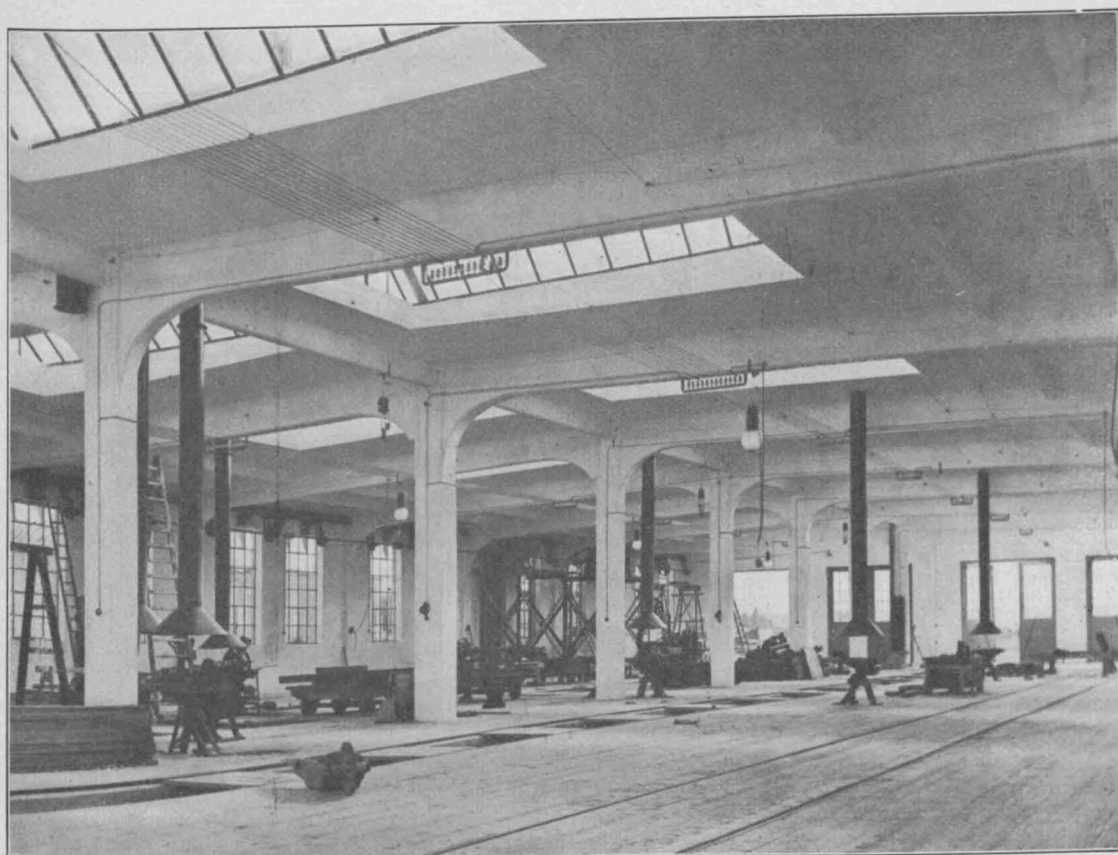


Abbildung 11 (oben). Blick in die Lackiererei. Abbildung 12 (unten). Desgl. in die Schlosserei.



Die Neubauten der Waggonfabrik Jos. Rathgeber A.-G. in Moosach bei München. Architekten: Gebr. Rank in München.

einlagen den Kernpunkt des Zugquerschnittes. Für eine in diesem Kernpunkte angreifende Kraft treten aber auf der anderen Querschnittsseite keine entgegengesetzt gerichteten Spannungen auf, die von der Biegunszugkraft

det also nicht statt. Daß die in der vorjährigen Abhandlung aufgestellten Formeln für exzentrischen Druck unter den gegebenen Voraussetzungen richtig sind, bezw. mit den Forderungen der Preuß. Bestimmungen im Einklang

stehen, ergibt sich daraus, daß, wie in der Arbeit nachgewiesen, die beiden Gleichgewichts-Bedingungen vollständig erfüllt sind, d.h. 1. für jeden Querschnittspunkt die Summe der inneren und äußeren Kräfte, und 2. auch die Summe der inneren und äußeren Momente gleich Null ist.

Die von Reg.-Bmstr. Schack lt. Mitteilung der Schriftleitung*) bezüglich ihrer Priorität beanspruchten Formeln sind, wie nach Durchsicht des den Verfassern vor Veröffentlichung ihrer Arbeit unbekannten Aufsatzes in der Zeitschrift für Architektur und Ingenieurwesen 1913 festgestellt wurde, die lediglich für die reine Biegung aufgestellten Formeln für r und t bei doppelter Bewehrung, die in etwas anderer Weise in Abteilung IIA obiger Abhandlung abgeleitet sind. Die neue Ableitung ist insofern anders als bei Reg.-Bmstr. Schack, da dort Beiwerte r_1 für doppelte Bewehrung aus den Beiwerten r für einfache Bewehrung mittelbar abgeleitet sind, während im eigenen Aufsatz dies unmittelbar geschah.

Auf Neuheit wird bezüglich dieser Formel kein Anspruch gemacht, umso mehr da ähnliche Formeln, für doppelte Bewehrung und reine Biegung bereits früher von anderer Seite veröffentlicht sind. Im allgemeinen ist bei diesen Veröffentlichungen die Höhe des Betonquerschnittes durch die Formel $(h - a) = r \sqrt{\frac{M}{b}}$ ausgedrückt, wobei das Moment in kg/qcm und die Längen in cm eingesetzt sind, also der Beiwert r die Größenordnung $\sqrt{\frac{\text{cm}^2}{\text{kg}}}$ besitzt. Werden das Moment in tm , die Längen in m ausgedrückt, so wird die erforderliche Trägerhöhe $h - a = \frac{r}{\sqrt{10}} \cdot \sqrt{\frac{M}{b}}$.

Diese Maßbezeichnungen sind von Löser (Arm. Bet. 1911) für seine Formel gewählt worden, sodaß seine Beiwerte r im Verhältnis $\frac{1}{\sqrt{10}}$ kleiner sind, als die sonst üblichen.

Der Eisenquerschnitt ermittelt sich nach den Formeln:

$f_e = t \cdot b \sqrt{\frac{M}{b}} = t \sqrt{M b}$ u. a. bei Dr.-Ing. Frank (Der Eisenbetonbau 1911), Dr.-Ing. Völker (Handbuch für Eisenbetonbau 1908)

$f_e = \lambda \cdot (h - a) \cdot b$ u. a. bei Drach (Beton und Eisen 1906), Haimovici (Deutsche Bauztg. Mitteilungen 1907), Völker (1908), Löser (Arm. Bet. 1911), Maurer (Beton und Eisen 1912), Geyer (Arm. Bet. 1913)

$$f_e = \frac{M}{h'' \sigma_e} = \frac{M}{(h - a) \cdot q \cdot \sigma_e} = \frac{1}{u} \cdot \frac{M}{(h - a)}$$

Die Beiwerte t, λ, q und u bestimmen sich natürlich gegenseitig und lassen sich leicht auseinander berechnen nach

$$\text{den Formeln } \lambda = \frac{f_e}{(h - a) b} = \frac{t}{r} \\ u = \frac{M}{f_e (h - a)} = \frac{1}{tr}; q = \frac{u}{\sigma_e}$$

Die Randentfernung a' der Druckeisen ist zum Teil näherungsweise gleich x gesetzt (Geyer 1913), zum Teil gleich Null (Dr.-Ing. Frank 1911), meistens aber proportional $(h - a)$ anwachsend angenommen zu $a' = p (h - a)$. Dann sind für verschiedene Werte p , die mit zunehmender Höhe $(h - a)$ abnehmen, die Beiwerte r, t usw. für wechselnde Spannungen σ_e und σ_b und wechselnde Bewehrungs-

Verhältnisse der Druckeisen $\mu = \frac{f_e'}{f_e}$ berechnet, so von

Drach (1906), Löser (1910), Stock (1911); zum Teil beschränkte man sich hierbei auf $p = 0,10$, so Haimovici (1907), Völker (1908), Maurer (1912).

Der Beiwert λ in obiger Formel für f_e bedeutet das Verhältnis der Zugeisenbewehrung zum Nutzquerschnitt des Betons. Das Verhältnis des gesamten Eisenquerschnittes zum Nutzquerschnitt des Betons bei doppelter Bewehrung ergibt sich dementsprechend zu: $\nu = \lambda (1 + \mu)$.

Die tabellarische Zusammenstellung der Beiwerte r und t für verschiedene Eisen- und Betonspannungen, die in

*) In der Nachschrift der Redaktion in Heft 24, 1914 ist versehentlich statt Reg.-Bmstr. Schack — Schalk geschrieben.

Neuere amerikanische Versuche über den Gleitwiderstand einbetonierten Eisens.

Von dem unter Leitung des Professors N. A. Talbot stehenden Laboratoriums für angewandte Mechanik der Universität von Illinois in Urbana sind 1909 bis 1912 außerordentlich umfangreiche Versuche über den Gleitwiderstand einbetonierten Eisens, sowohl beim

No. 23 der Mitteilungen vom vorigen Jahre abgedruckt wurde, ist nachstehend wiederholt und durch die oben aufgestellten weiteren Beiwerte λ, u, q und r vervollständigt, da diese Werte für viele Zwecke der Querschnittsbestimmung und für vergleichende Kostenberechnungen von Vorteil sind. Die Beiwerte für $\mu = 0,75$ und $\mu = 1,00$, die in der früheren Zusammenstellung mit aufgenommen waren, sind jetzt weggelassen, da eine Druckbewehrung von mehr als 50% der Zugbewehrung sich aus konstruktiven und wirtschaftlichen Gründen nicht empfiehlt. Herrn Reg.-Bmstr. Schack wird noch die Mitteilung verdankt, daß in Formel 60 in No. 23 der Mitteilungen eine Klammer fehlt. Die betreffende Formel muß demnach lauten:

$$r = \sqrt{\frac{6 [(1 + \mu) p] - (1 + \mu) s}{\sigma_b \cdot s [(3 + 3 \mu p^2) - (4 + 4 \mu p) \cdot s + (1 + \mu) s^2]}}$$

Tabelle. Zusammenstellung der Beiwerte s, r, t, λ, u, q und ν zur Querschnitts-Ermittlung bei einfacher und doppelter Bewehrung.

$$x = s(h - a); h - a = r \sqrt{\frac{M}{b}}; f_e = t \sqrt{M \cdot b} = \lambda \cdot b \cdot (h - a) \\ = \frac{M}{u(h - a)} = \frac{M}{q(h - a) \sigma_e}; f_e' = \mu f_e; f_e + f_e' = \nu b (h - a) \\ a' = 0,06 (h - a); \\ \text{näherungsweise gültig für } h = 45 - 90 \text{ cm und } n = 15.$$

| μ | σ_e | σ_b | s | r | t | $\lambda = \frac{t}{r}$ | $u = \frac{1}{tr}$ | $q = \frac{u}{\sigma_e}$ | $\nu = \lambda(1 + \mu)$ |
|--------------|------------|------------|--------|--------|----------|-------------------------|--------------------|--------------------------|--------------------------|
| $\mu = 0,00$ | 1000 | 35 | 0,3447 | 0,4330 | 0,002610 | 0,00603 | 885 | 0,885 | 0,00603 |
| | | 40 | 0,3750 | 0,3900 | 0,002933 | 0,00750 | 875 | 0,875 | 0,00750 |
| | | 45 | 0,4030 | 0,3573 | 0,003240 | 0,00907 | 865 | 0,865 | 0,00907 |
| | | 50 | 0,4280 | 0,3300 | 0,003540 | 0,01073 | 858 | 0,858 | 0,01073 |
| | | 55 | 0,4520 | 0,3079 | 0,003825 | 0,01253 | 850 | 0,850 | 0,01253 |
| | | 60 | 0,4740 | 0,2892 | 0,004110 | 0,01423 | 842 | 0,842 | 0,01423 |
| $\mu = 0,10$ | 1000 | 35 | 0,3045 | 0,4570 | 0,002030 | 0,00445 | 1077 | 0,898 | 0,00445 |
| | | 40 | 0,3330 | 0,4115 | 0,002290 | 0,00557 | 1065 | 0,889 | 0,00557 |
| | | 45 | 0,3600 | 0,3750 | 0,002530 | 0,00675 | 1053 | 0,880 | 0,00675 |
| | | 50 | 0,3850 | 0,3460 | 0,002770 | 0,00801 | 1044 | 0,870 | 0,00801 |
| | | 55 | 0,4075 | 0,3200 | 0,002990 | 0,00934 | 1036 | 0,863 | 0,00934 |
| | | 60 | 0,4280 | 0,3010 | 0,003220 | 0,01103 | 1030 | 0,858 | 0,01103 |
| $\mu = 0,25$ | 1000 | 35 | 0,3447 | 0,4220 | 0,002667 | 0,00633 | 890 | 0,890 | 0,00697 |
| | | 40 | 0,3750 | 0,3767 | 0,003033 | 0,00807 | 880 | 0,880 | 0,00888 |
| | | 45 | 0,4030 | 0,3455 | 0,003335 | 0,00966 | 869 | 0,869 | 0,01063 |
| | | 50 | 0,4280 | 0,3185 | 0,003647 | 0,01145 | 862 | 0,862 | 0,01260 |
| | | 55 | 0,4520 | 0,2955 | 0,003953 | 0,01337 | 856 | 0,856 | 0,01470 |
| | | 60 | 0,4740 | 0,2755 | 0,004270 | 0,01550 | 851 | 0,851 | 0,01705 |
| $\mu = 0,50$ | 1000 | 35 | 0,3045 | 0,4490 | 0,002067 | 0,00460 | 1080 | 0,900 | 0,00506 |
| | | 40 | 0,3330 | 0,4020 | 0,002322 | 0,00578 | 1072 | 0,893 | 0,00637 |
| | | 45 | 0,3600 | 0,3655 | 0,002585 | 0,00707 | 1060 | 0,883 | 0,00778 |
| | | 50 | 0,3850 | 0,3350 | 0,002840 | 0,00848 | 1051 | 0,876 | 0,00933 |
| | | 55 | 0,4075 | 0,3110 | 0,003086 | 0,00992 | 1043 | 0,870 | 0,01090 |
| | | 60 | 0,4280 | 0,2905 | 0,003327 | 0,01145 | 1035 | 0,862 | 0,01260 |
| $\mu = 0,75$ | 1000 | 35 | 0,3447 | 0,4075 | 0,002760 | 0,00678 | 892 | 0,892 | 0,00848 |
| | | 40 | 0,3750 | 0,3630 | 0,003114 | 0,00858 | 887 | 0,887 | 0,01072 |
| | | 45 | 0,4030 | 0,3285 | 0,003480 | 0,01060 | 875 | 0,875 | 0,01325 |
| | | 50 | 0,4280 | 0,3000 | 0,003833 | 0,01278 | 869 | 0,869 | 0,01597 |
| | | 55 | 0,4520 | 0,2763 | 0,004180 | 0,01513 | 865 | 0,865 | 0,01890 |
| | | 60 | 0,4740 | 0,2558 | 0,004550 | 0,01782 | 861 | 0,861 | 0,02227 |
| $\mu = 1,00$ | 1000 | 35 | 0,3045 | 0,4350 | 0,002085 | 0,00480 | 1085 | 0,903 | 0,00600 |
| | | 40 | 0,3330 | 0,3880 | 0,002398 | 0,00618 | 1077 | 0,897 | 0,00773 |
| | | 45 | 0,3600 | 0,3505 | 0,002680 | 0,00765 | 1067 | 0,888 | 0,00957 |
| | | 50 | 0,3850 | 0,3196 | 0,002960 | 0,00927 | 1059 | 0,882 | 0,01159 |
| | | 55 | 0,4075 | 0,2953 | 0,003233 | 0,01097 | 1050 | 0,875 | 0,01370 |
| | | 60 | 0,4280 | 0,2744 | 0,003500 | 0,01275 | 1040 | 0,867 | 0,01593 |
| $\mu = 0,50$ | 1200 | 35 | 0,3447 | 0,3806 | 0,002938 | 0,00772 | 895 | 0,895 | 0,01158 |
| | | 40 | 0,3750 | 0,3346 | 0,003355 | 0,01003 | 892 | 0,892 | 0,01507 |
| | | 45 | 0,4030 | 0,2973 | 0,003790 | 0,01275 | 889 | 0,889 | 0,01913 |
| | | 50 | 0,4280 | 0,2673 | 0,004225 | 0,01583 | 887 | 0,887 | 0,02375 |
| | | 55 | 0,4520 | 0,2420 | 0,004680 | 0,01935 | 885 | 0,885 | 0,02904 |
| | | 60 | 0,4740 | 0,2202 | 0,005175 | 0,02305 | 878 | 0,878 | 0,03458 |
| $\mu = 0,75$ | 1200 | 35 | 0,3045 | 0,4130 | 0,002225 | 0,00538 | 1090 | 0,908 | 0,00807 |
| | | 40 | 0,3330 | 0,3640 | 0,002540 | 0,00698 | 1080 | 0,900 | 0,01047 |
| | | 45 | 0,3600 | 0,3252 | 0,002865 | 0,00882 | 1075 | 0,896 | 0,01323 |
| | | 50 | 0,3850 | 0,2926 | 0,003194 | 0,01092 | 1070 | 0,892 | 0,01638 |
| | | 55 | 0,4075 | 0,2674 | 0,003532 | 0,01322 | 1065 | 0,887 | 0,01983 |
| | | 60 | 0,4280 | 0,2442 | 0,003860 | 0,01592 | 1060 | 0,883 | 0,02386 |

Nachschrift der Redaktion. Hiermit betrachten wir die Erörterung dieser Frage, zu der wir auch noch von anderer Seite Zuschriften erhalten haben, u. a. von Hrn. Dipl.-Ing. Lilienfeld aus Prag, die sich gegen die Dr. Thieme'schen Ausführungen richten, als abgeschlossen. —

stehend ein Auszug aus dem umfangreichen Bericht über diese Versuche gegeben. *)

Die Versuchskörper für die Ermittlung des Gleitwiderstandes beim Herausziehen des Eisens waren im Allgemeinen Betonzylinder von 20 cm Länge und Durchmesser (8"), in deren Achse 1 Eisenstab von 6,4 bis 31,7 mm Durchm. ($\frac{1}{4}$ — $1\frac{1}{4}$ ") eingebettet war. Die Versuche erstreckten sich auf den Einfluß der Abmessungen der Eisenstäbe, ihrer Oberflächen-Beschaffenheit und Querschnittsform, der Verankerung der Stabenden, des Mischungsverhältnisses des Betons, Alters und Art der Lagerung der Probekörper, der Belastungsweise, wiederholter Belastung, der Erhärtung des Betons unter Druck usw. Die verwendeten Versuchsbalken hatten im Allgemeinen einen Querschnitt von 20/30 cm (8·12") bei 25,4 cm (10") Nutzhöhe und 1,83 m Stützweite. Sie wurden meist symmetrisch in den Drittpunkten der Spannweite durch Einzellasten belastet, besaßen 1 (ausnahmsweise 3) auf die ganze Länge durchlaufende Eisen, und zwar einfache Rundisen bzw. Formeisen verschiedener Art.

Bei beiden Versuchsreihen wurde die Gleitbewegung des Eisens mit dem Wachsen der Last genau verfolgt, bei den Balken an verschiedenen Punkten. Bei einigen Balken wurde die Verteilung der Gleitspannungen studiert durch Messen der Veränderung in der Spannung des Bewehrungs Eisens auf die ganze Balkenlänge.

Zu den Probekörpern wurden verschiedene, aus dem Handel entnommene Zemente verwendet, rein gewaschener Sand und Kalkstein-Steinschlag mit Korngrößen von 0,6—2,5 cm. Der Beton wurde anfangs nach Raumteilen loser Masse gemischt, meist im Verhältnis 1:2:4, aber auch in 1:1:2 bis 1:5:10 wechselnd, später wurden 1523 kg Zement gleich 1 cbm gesetzt (95 lb = 1 cb). Die Mischung erfolgte bis auf die letzten Untersuchungen von Hand. Zahlen über den Wasserzusatz, der ja bekanntlich auf den Gleitwiderstand von größerem Einfluß ist, werden nicht gegeben. Es ist nur gesagt, daß der Beton ziemlich feucht gemischt wurde, sodaß beim Einlegen in die Form nur geringe Rammarbeit nötig war. Das Eisen der Rundisen unter 19 mm ($\frac{3}{4}$ ") und der Flach- sowie der Thacher-Eisen war gewöhnliches Flußeisen, das der anderen Flußstahl mit hohem Kohlenstoffgehalt. Die Streckgrenze wurde nur bei wenigen Versuchen erreicht. Bei den Probekörpern mit Formeisen war, um ein Aufspalten zu verhindern, eine Spiralbewehrung eingelegt, bestehend aus 6—7 Windungen aus 6 mm-Draht.

Die Zugproben und die Kontrollproben aus 15 cm-Würfeln wurden in Eisenformen hergestellt und in feuchtem Sand gelagert. Alter bei der Prüfung im Allgemeinen 60 Tage, bei einigen Proben 2 Tage bis $3\frac{1}{2}$ Jahre. Die Balken wurden in Holzformen hergestellt, in Zimmerluft von 10—24° C. gelagert und bis zum Alter von 2 Monaten täglich angefeuchtet. Prüfung teils nach 60 Tagen oder 100 Tagen, teils nach 8 Monaten. Außer den Würfelkontrollproben solche aus Betonbalken von 15/20 cm Querschnitt, 1,06 m Länge.

I. Gleitwiderstand beim Herausziehen des Eisens.

Der Eisenstab war in den Zylinder in ganzer Länge eingebettet. Am oberen Ende trat er etwas vor, um das Meßinstrument aufsetzen zu können, am unteren war er zur Einspannung in die Backen der Prüfungs-Maschine entsprechend verlängert. Die Zugwirkung wurde durch Schraubenspindeln ausgeübt, Bewegung 13 mm in 1 Minute. An der Teilung des Zeiger-Apparates des Meßinstrumentes konnten 0,025 mm (0,001") unmittelbar abgelesen werden. Abgesehen von einigen Fällen wiederholter Belastung wurde die Belastung gleichmäßig gesteigert und festgestellt bei Bewegungen des Stabendes von 0,0125; 0,025; 0,05; 0,125; 0,25; 0,50; 1,25 und 2,5 mm.

Faßt man alle Versuche mit gewöhnlichen Rundisen zusammen, so zeigten sich die ersten meßbaren Bewegungen des freien Stab-Endes bei einer Gleitspannung von 18,3 kg/qcm (wobei der Einfluß der Einbettungslänge möglichst ausgeschaltet wurde). Ein Gleiten trat ein bei rd. 60% des Höchstwertes des Gleitwiderstandes, der in raschem Ansteigen nach einer Stabbewegung von 0,254 mm (0,01") im allgem. erreicht war. Dann fällt der Widerstand langsam ab. Nachdem die Gleitbewegung die 5fache Größe erreicht hat von derjenigen beim Höchstwert des Gleitwiderstandes, ist der vorhandene noch 70%, bei der 10fachen Gleitbewegung noch 50%. Im Verhältnis zu den an Würfeln von 15 cm Kantenlänge ermittelten Festigkeiten beginnt die Gleitbewegung der Rundisen bei einer Gleitspannung von etwa $\frac{1}{6}$ der Würfel Festigkeit und ihr Höchstwert wird bei etwa $\frac{1}{4}$ erreicht. Das ist aus Proben großer Verschiedenheit in Bezug auf Mischungsver-

hältnis, Alter, Art der Lagerung und Querschnitt der Eisenstäbe gefunden worden. (Abweichungen nach oben und unten um etwa 30%.)

Daß der Gleitwiderstand mit dem zunehmenden Alter wächst, ist bekannt. Aber schon bei nur 2 Tage alten Probekörpern der Mischung 1:2:4 mit eingebetteten Rundisen von 19 mm Durchm. ($\frac{3}{4}$ ") ergab sich ein Gleitwiderstand von 5,3 kg/qcm im Anfang der Bewegung und ein Höchstwert von 8,6 kg/qcm, d. h. 27% des Höchstwertes nach 60 Tagen. Die Zunahme zeigt sich in den ersten 28 Tagen ziemlich gleichlaufend mit dem Alter, dann ist das Anwachsen langsamer und jedenfalls vom Zementgehalt in hohem Maße abhängig. Nach 60 Tagen wird ein Höchstwert von 31,8 kg/qcm erreicht, nach 17 Monaten eine 220% dieses Wertes betragende Zahl erreicht. Berichtersteller nimmt nach den Versuchen an, daß bei feucht aufbewahrten Proben der Gleitwiderstand im Alter von über 1 Jahr etwa bis zum zweifachen desjenigen bei 60 Tagen anwächst.

Um den Einfluß des Mischungs-Verhältnisses zahlenmäßig genauer festzulegen, wurden Mischungen 1:4:8, 1:3:6, 1:2:4, 1:1 $\frac{1}{2}$:3, 1:1:2 untersucht im Alter von 2 Tagen bis 15 Monaten, z. T. 2 und $3\frac{1}{2}$ Jahren. Die Zunahme des Gleitwiderstandes war im Allgem. proportional dem Zementgehalt innerhalb weiter Grenzen. Für das Mischungsverhältnis 1:4:8 war nach 60 Tagen z. B. der Höchstwert 17 kg/qcm, für die Mischung 1:2:4 gleich 29 und für 1:1:2 gleich 40 kg/qcm.

Was den Einfluß der Lagerung der Probekörper betrifft, so zeigen die Versuche, daß die dauernde Lagerung unter Wasser jedenfalls keine Lockerung des Verbundes herbeiführt, sondern daß auch hier der Gleitwiderstand mit dem Alter wächst und sogar höher ist als der bei an der Luft gelagerten Körpern, und zwar für den Höchstwert um 10—45% (während die entspr. Würfel Festigkeit 25% höher war bei Wasserlagerung). Der Unterschied scheint mit dem Alter zu wachsen. Die Werte für Lagerung in feuchtem Sande waren denen bei Wasserlagerung ziemlich gleich. Selbst Probestücke, die $3\frac{1}{2}$ Jahre unter Wasser gelagert waren, zeigten keinerlei angerostete Stellen der Eisen oder sonstige Zersetzungen. Daß wasser-satt geprüfte Proben geringeren Gleitwiderstand ergaben als lufttrockene entspricht den Erfahrungen bei anderen Festigkeitsprüfungen. Probekörper, die dem Frostwetter ausgesetzt, während der Erhärtung mehrfach gefroren und aufgetaut waren, zeigten fast keinen Gleitwiderstand.

Es wurden auch einige Versuche ausgeführt, bei denen der Beton während des Erhärtens unter einem Druck von 0,42 bzw. 7 kg/qcm stand. Der Druck wurde sofort nach Einfüllen des Betons in die Form während der ersten 5 Tage, z. T. auch länger ausgeübt. Bei der höheren Pressung ergab sich eine Vermehrung des Höchstwertes des Gleitwiderstandes um 92%, während die Druckfestigkeit an Würfeln um 73% höher ermittelt wurde. (Bei polierten Rundisen ergab sich keine nennenswerte Erhöhung, was begreiflich erscheint, da hier auch durch den erhöhten Druck keine wesentliche Erhöhung der Reibung möglich ist.)

Versuche mit wagrecht geformten Probestäben ergaben eine geringere Haftfestigkeit, als bei den senkrecht stehend eingeförmten, bis zu 60% weniger, wenn die Eisen festgehalten wurden, sodaß sie den Bewegungen des Betons beim Erhärten nicht folgen konnten.

Daß, wie bei allen Belastungsversuchen auch die Art der Belastung von Einfluß auf die gefundenen Werte ist, wurde auch durch diese Versuche wieder bestätigt. Wenn die Last lange Zeit auf den Stab ausgeübt wurde, oder wenn die Last fortgenommen und wieder aufgebracht wurde, so änderten sich die gewöhnlichen Beziehungen zwischen Gleitbewegung und -Widerstand beträchtlich. Die wenigen Versuche dieser Art scheinen anzudeuten, daß die bei Beginn der Gleitbewegung vorhandene Gleitspannung die höchste Spannung ist, die dauernd erhalten bleiben oder beliebig oft wiederholt werden darf ohne Gefahr der Ueberschreitung des Gleitwiderstandes. Dagegen zeigten Probekörper, bei denen die Erhärtung des Betons im frühen Alter durch Belastung des Stabes bis zur Grenze des Gleitwiderstandes unterbrochen wurde, bei feuchter Lagerung bei wiederholten Prüfungen im Laufe eines Jahres keine Abnahme dieses Wertes infolge der wieder fortschreitenden Erhärtung des Betons.

Die übrigen Untersuchungen betreffen den Einfluß von Querschnittsgröße und -Form, sowie der Oberflächen-Beschaffenheit der Eisen und einer Verankerung des Stab-Endes. Was zunächst der Einwirkung der Querschnittsgröße betrifft, so wurden Versuche mit Rundisen von 6,4—31,8 mm Durchmesser ($\frac{1}{4}$ — $1\frac{1}{4}$ ") gemacht. Bei den Stäben kleineren Quer-

*) Veröffentlicht in Heft 71 der von der Universität herausgegebenen Berichte ihrer Ingenieur-Versuchs-Anstalt im Dezember 1913 durch Duff A. Abrams.

schnittes wurde ein etwas höherer Anfangs - Gleitwiderstand gefunden, was Verfasser der größeren Unregelmäßigkeit der dünnen Stäbe in Bezug auf Querschnittsform und Geraderichtung zuschreibt, während im Höchstwert des Gleitwiderstandes sich überhaupt keine erkennbaren Unterschiede feststellen ließen. v. Bach kam im Gegensatz hierzu bei einigen Versuchen zu höherem Gleitwiderstand bei Rundeisen größeren Querschnittes.

Zum Vergleich des Einflusses der Oberflächenbeschaffenheit wurden gewöhnliche Rundeisen mit Walzhaut, solche mit abgeschmirgelter Oberfläche und angerostete in Vergleich gestellt. Die letzteren, die 5 Wochen in feuchtem Sande gelegen haben vor der Einbettung, ergaben unter sonst gleichen Verhältnissen eine um rund 15% höheren Gleitwiderstand als gewöhnliche Rundeisen. Die abgeschmirgelten Eisen zeigten einen sehr viel geringeren Gleitwiderstand als Eisen mit Walzhaut, der, da die gleitende Reibung des Stabes nur sehr gering ist, fast unmittelbar mit Ueberwindung der eigentlichen Haftfestigkeit zwischen Beton und Eisen, also bei ganz kleiner Verschiebung, überwunden wurde. Bei Mischung 1 : 2 : 4 ergab sich nach 60 Tagen ein Höchstwiderstand von 4,2 kg/qcm, das sind nur 60% des Gleitwiderstandes im Anfang der Bewegung bei gewöhnlichen Rundeisen.

Was den Einfluß der Querschnittsform anbelangt, so kommen neben Rundeisen Flacheisen, Quadrateisen, T-Eisen zum Vergleich. Bei früheren Versuchen waren für Flacheisen besonders niedrige Werte gefunden worden, während die jetzt ausgeführten sehr verschiedene Werte ergaben, aus denen sich keine Schlüsse ziehen ließen. Die Quadrateisen ergaben nur etwa 75% des Gleitwiderstandes gleichwertiger Rundeisen. T-Eisen zeigten im Vergleich zu Rundeisen desselben Querschnittes etwa den doppelten Gleitwiderstand bezogen auf die Längeneinheit, dagegen infolge der größeren Oberfläche geringere Gleitspannungen für die Oberflächeneinheit. Der Gleitwiderstand erreichte seinen Höchstwert bei einer kleineren Gleitbewegung des Stabes als bei den Rundeisen.

Verankerungen der Stab-Enden wurden durchgeführt mit einfachen Schraubenmutter bzw. Gegenmutter und mit Umbiegungen und Haken verschiedener Art. Die Probekörper letzterer Art zeigten eine Umschnürungs-Bewehrung gegen Aufsplintern. Bei den Verankerungen mit Schraubenmutter trat die erste Gleitbewegung bei derselben Gleitspannung ein, wie bei nicht verankerten Rundeisen. Erst etwa bei Erreichung der dem Höchstwert des Gleitwiderstandes gewöhnlichen Rundeisens entsprechenden Bewegung trat die Verankerung in Wirksamkeit. Rechnerisch ergab sich für 2,5 mm Bewegung ein Gleitwiderstand von 65 kg/qcm, kurz darauf zersplitterten die Proben. Tatsächlich beruht der Widerstand natürlich zum großen Teil auf der unmittelbaren Druckübertragung durch die Schraubenmutter auf den Beton.

Bei den ganz in Beton eingebetteten Haken usw. sind Bewegungen nicht gemessen, Gleitspannungen vielmehr nur durch Division der Gesamtlast in die eingebettete Staboberfläche ermittelt. Es sind so Gleitspannungen von 42—70 kg/qcm berechnet. Hier gilt bezüglich der unmittelbaren Kraftübertragung durch die Haken dasselbe wie oben.

Vermischtes.

25jähriges Geschäftsjubiläum der Firma Drenckhahn & Sudhop in Braunschweig. Am 1. Februar d. J. konnte die genannte Firma auf eine 25jährige erfolgreiche Tätigkeit auf dem Gebiete des Beton- und Eisenbetonbaues zurückblicken. Aus kleinen Anfängen hat sie sich zu einem beachtenswerten Unternehmen entwickelt. Ihr gebührt das Verdienst durch Versuche und die ersten praktischen Ausführungen der Möller'schen Gurtträgerkonstruktionen in ihrer Anwendung auf Brücken und schwere Fabrikdecken die Entwicklung des Eisenbetonbaues gefördert zu haben, ebenso wie durch Unterstützung der Forschungs-

Bei Belastungen, die zwischen 70 und 90% des Höchstwiderstandes lagen, zeigten sich meist Streckungserscheinungen in den Haken und trotz Umschnürung splitterten einige Proben auf. Berichtersteller mißt der Verankerung der Stab-Enden, da sie erst bei unzulässig großen Bewegungen in Wirksamkeit treten, nur sekundäre Bedeutung zu. Die Versuche reichen zur richtigen Bewertung aber nicht aus.

Entsprechend der Vorliebe der Amerikaner für die Verwendung besonderer Formeisen (Knoteneisen verschiedener Art, um ihre Achse verwendene Eisen usw.) sind schließlich sehr ausgedehnte Versuche mit diesen angestellt worden. Von ihrer Wirkung gilt dasselbe wie von den Verankerungen, d. h. die Vorsprünge und Knoten unterstützen den Widerstand gegen Ausziehen des Stabes erst dann merklich, wenn eine Bewegung eingetreten ist, die etwa dem Höchstwerte des Gleitwiderstandes bei gewöhnlichem Rundeisen entspricht. Mit dem Fortschritt der Gleitbewegung steigert sich dann der Widerstand gewaltig — vorausgesetzt, daß ein vorzeitiges Aufsplintern der Probekörper durch Umschnüren verhindert wird — wobei aber ein immer größerer Teil des Widerstandes durch unmittelbare Druckübertragung durch die Knoten erzeugt wird. Die Gleitwiderstandskurve zeigt daher nicht, wie bei den Rundeisen einen Abfall nach rascher Erreichung des Höchstwertes, sondern ein dauerndes Ansteigen. Verfolgt sind die Widerstände bis zu einer Gleitbewegung von 2,5 mm (0,1"), sofern die Körper nicht früher zerstört wurden.

Die höheren Werte kommen natürlich für die Praxis nicht in Betracht. Als Vergleichsmaßstab für den Wert der verschiedenen Formen ist der Widerstand bei einer Gleitbewegung um rd. 0,025 mm (0,001") gewählt, da die Form als die Beste erscheine, die den Anfang der Gleitbewegung möglichst lange hinausschiebt. Im Alter von 2 Monaten, Betonmischung 1:2:4 wurden hierbei i. M. nur um 4% höhere Werte gefunden als bei einfachen Rundeisen. Die verdrehten Eisen zeigten 12% weniger, während sich für Knoteneisen verschiedener Art mit rechteckigem Querschnitt um 30—48% höhere Werte ergaben. Bei einer Bewegung um 0,25 mm (0,01") war der Mittelwert 10% höher als bei Rundeisen. Verwundene Eisen bleiben um 15% zurück, Knoteneisen zeigten Erhöhungen bis 70%. Auch die Höchstwerte der verwundenen Eisen zeigten keine Erhöhung gegenüber gew. Rundeisen, sodaß der Berichtersteller diesen in Amerika sehr beliebten, auch bei uns zum Teil verwendeten Eisen keine Vorteile zuerkennen kann. Die Höchstwerte bei den Knoteneisen, soweit sie überhaupt beobachtet werden konnten, erreichen zum Teil das 2- und 3-fache des Widerstandes von Rundeisen. Bei Thacher-Eisen (vgl. die Bach'schen Versuche) wurde ein Höchstwert von 50,5 kg/qcm gefunden.

Auch für die Knoteneisen usw. ist der Einfluß der Lagerung, des Alters, der Einbettungslänge, des Mischungsverhältnisses usw. näher untersucht worden, worauf hier nicht näher eingegangen werden soll. Bezüglich des Mischungsverhältnisses wurde bei Knoteneisen gefunden, daß die magere Mischung 1:4:8 keine höheren Werte lieferte als für Rundeisen. Die Aufnahme der unmittelbaren Druckübertragung bei den Knoteneisen erfordert einen Beton von hoher Festigkeit. —

(Schluß folgt.)

arbeiten auf dem Gebiete des Eisenbetons an der Technischen Hochschule zu Braunschweig. Die Firma besitzt Niederlassungen in Berlin und Danzig, und eine große Anzahl bedeutender Beton- und Eisenbetonbauten sind durch sie ausgeführt worden. —

Inhalt: Die Neubauten der Waggonfabrik Jos. Rathgeber A.-G. in Moosach bei München. (Schluß.) — Ermittlung der Abmessungen einfach und doppelt bewehrter Eisenbeton-Querschnitte bei reiner Biegung sowie bei exzentrischem Zug und Druck. — Neuere amerikanische Versuche über den Gleitwiderstand einbetonierten Eisens. — Vermischtes. — Verein Deutscher Portland-Cement-Fabrikanten (E. V.) —

Verlag der Deutschen Bauzeitung, G. m. b. H., in Berlin.
Für die Redaktion verantwortlich: Fritz Eiselen in Berlin.
Buchdruckerei Gustav Schenck Nachflg. P. M. Weber in Berlin.

Verein Deutscher Portland-Cement-Fabrikanten (E. V.).

Tagesordnung für die 38. ordentl. Generalversammlung

am Dienstag, den 23. Februar 1915, vorm. 10 Uhr im Bankettsaal des Weinhauses „Rheingold“ zu Berlin.

1. Erstattung des Jahresberichtes durch den Vorsitzenden des Vereins, Hrn. Dir. Dr. Müller, Rüdersdorf.
2. Erstattung des Kassenberichtes durch den Kassierer des Vereins, Hrn. Dir. P. Siber, Stettin-Bredow.
3. Wahl der Rechnungsprüfer nach § 12 der Satzungen.
4. Vorstandswahl nach § 4 der Satzungen.
5. Bericht über die Tätigkeit des Vereins-Laboratoriums, Berichtersteller Hr. Dr. F. Framm, Karlshorst.
6. Wahlen zum Verwaltungsrat des Vereins-Laboratoriums.
7. Bericht über die Tätigkeit der „Zentralstelle zur Förderung der deutschen Portland-Zement-Industrie“, Berichtersteller: Hr. Reg.-Bmstr. a. D. Dr. Riepert, Charlottenburg.
8. Wahlen zum Kuratorium der Zentralstelle.
9. Ersatzwahl zum Wirtschaftlichen Ausschuß.
10. Verschiedenes.

Kalkberge (Mark), im Januar 1915.

Der Vorstand des Vereins Deutscher Portland-Cement-Fabrikanten (E. V.). Dr. Müller, Vorsitzender

DEUTSCHE BAUZEITUNG

MITTEILUNGEN ÜBER ZEMENT, BETON- UND EISENBETONBAU

UNTER MITWIRKUNG DES VEREINS DEUTSCHER PORTLAND-
CEMENT-FABRIKANTEN UND DES DEUTSCHEN BETON-VEREINS

XII. JAHRGANG 1915.

NO 5.

Eisenbeton-Konstruktionen der Ferkelhalle zu Husum.

Von H. F. Kühl, Ingenieur der Firma F. C. Reincke & Co. in Kiel. (Hierzu die Abbildungen S. 36 und 37.)



Infolge des bedeutenden Aufschwunges, den der Viehhandel der Stadt Husum in den letzten Jahren genommen hat, sah sich die Stadtgemeinde veranlaßt, entsprechende Anlagen zu schaffen. Im Juli des Jahres 1913 wurde der Bau einer großen Ferkelhalle beschlossen. Im nächstfolgenden Monat über-

trug die Stadt Husum der Eisenbetonfirma Reincke & Co., Kiel diesen Neubau einschließlich aller inneren Einrichtungen, die zur Betriebsübernahme notwendig waren. Die Bausumme betrug 36000 M.

Der Neubau, dessen allgemeine Anordnung aus den Abbildgn. 1a—f, S. 36 hervorgeht, liegt am Zingel unmittelbar an der Straße, 5 m von einer Gastwirtschaft entfernt. Daher war Vorsicht bei dem Einrammen der zur Gründung verwendeten Eisenbeton-Pfähle erforderlich. Der Baugrund ist nicht besonders gut und es war eine Rammtiefe bis mindestens 1 m in dem rd. 9 m unter Gelände liegenden Sucksand vorgeschrieben.

Die Fundamente bestehen aus einzelnen Pfahlböcken von je zwei Pfählen. Die Pfähle sind sogenannte Mastpfähle, Blechrohrpfähle D. R. P. 223012.*) Diese Blechrohrpfähle haben den fertigen Eisenbetonpfählen gegenüber gewisse Vorteile, so namentlich durch die größere Sicherheit, die der durch einen Blechrohr-Mantel geschützte Eisenbetonpfahl den schädlichen Einflüssen von Bodensäuren bietet. Weiterhin ist es bei den Blechrohrpfählen ausgeschlossen, daß der Pfahl infolge etwa im Boden vorhandener Findlinge reißt und somit der eigentliche Wert der Gründung verloren geht. Es war ferner zu berücksichtigen, daß mit den Arbeiten bei Verwendung der Blechrohr-Pfähle sofort begonnen werden kann,

während die an Ort und Stelle hergestellten Eisenbetonpfähle bei der Witterung an der Westküste im August-September etwa acht Wochen lagern mußten, um verwendet zu werden. Die verwendeten Blechrohrpfähle haben einen Durchmesser von 32 cm. Der Pfahlbock besteht, wie schon oben erwähnt, aus zwei Pfählen, einem lotrechten und einem mit der Neigung 1:3 gerammten. Der lotrechte Pfahl erhält eine Last von 21,7 t, der unter Neigung gerammte hat den Horizontalschub mit 6,28 t aufzunehmen.

Zwischen den Pfahlböcken sind Eisenbeton-Schwellen zur Aufnahme der Mauerlasten angeordnet. Ihre Höhe und Bewehrung wechselt, wie aus Abbildung 2, S. 36 ersichtlich ist. Die verschiedenen Querschnitte sind:

| | | | |
|-----------------------|------------|-----------------------|-----------|
| 30/45 cm mit 12 Eisen | Dm. 12 mm, | 28/50 cm mit 12 Eisen | Dm. 12 mm |
| 40/70 " " 18 " " | 16 " " | 25/65 " " 5 " " | 16 " " |
| 23/65 " " 8 " " | 20 " " | 40/50 " " 5 " " | 16 " " |



Abbildung 5. Blick auf die Dachschalung vor Einstampfung des Betons.

*) Anmerkung der Redaktion: Vergleiche Jahrgang 1912, S. 58 ff.

Das ganze Gebäude einschließlich Dach sollte aus Eisenbeton ohne jede Mittelstütze errichtet werden. Dementsprechend sind Binder angeordnet worden, welche als Gelenkrahmen ausgebildet sind, ihre Fußpunkte auf den Pfahlböcken haben und eine Laterne tragen, die ebenfalls als Gelenkrahmen berechnet ist. (Vergl. den Querschnitt, Abbildung 1 d.) Die Ausbildung des Rahmens im Einzelnen und seine Bewehrung geht aus Abbildung 3 für einen Mittelbinder, Abbild. 4, S. 37 für einen Stirnbinder hervor. Ein Bild von der Ausführung gibt die Abbildung 5, S. 33.

Die Zwischenräume zwischen den Hauptbindern sind mit roten, hartgebrannten Backsteinen ausgefüllt und zeigen Fugen aus weißem Muschelkalk. Diese Mauern werden durch die oben erwähnten Fundamentschwellen getragen. In den Längswänden sind 36 Stück schmiedeiserne Fenster, 80/180 cm, angebracht. Für die einzelnen Stände sind in den Außenwänden eiserne Luken nach außen schlagend, 60/80 cm Abmessung, angeordnet. In der Laterne sind 30 Fen-

ster, 80/120 cm, ganz zum Öffnen eingerichtet, vorgesehen. (Vergl. die Ansicht, Abbildung 1 a, S. 36.)

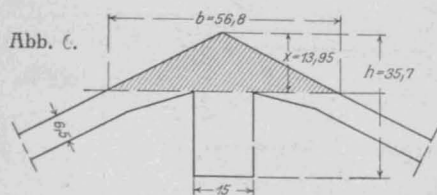
Die Dachdeckung, etwa 520 qm, geschah mit Ruberoid in 75 cm breiten Bahnen auf Holz-Dreikant-leisten. Die Kappstreifen, welche auf die Dreikant-leisten anzubringen waren, sind aus schwarz-grauem Ruberoid und nachträglich mit einem Anstrich der schwarzen Ruberoid-Klebmasse versehen.

Der Fußboden der Schweinestände ist in Beton hergestellt, die Fahrbahn der Mittelstraße mit Makadam-Pflaster. An den Giebelseiten befinden sich große hölzerne Durchfahrtstüren.

Der Anbau am Kopfende enthält im Erdgeschoß die Räume für die Wage, den Aufseher, den Tierarzt und die Aborträume. Im Obergeschoß befinden sich die Wohnräume für einen Aufseher. Die ganze Einrichtung dieses Aufbaues, jedoch ausschließend der Wasser-Zu- und Ableitung, war Sache des Unternehmers. Die Abnahme des Baues fand im Februar 1914 statt. —

Berechnung der Konstruktionen.

Die statische Berechnung sei nachstehend mitgeteilt, wobei sich jedoch ein Eingehen auf die Berechnung der Dachplatte selbst, sowie der erforderlichen Balken erübrigt, da sie nichts Neues bringt. Besonders erwähnt sei nur die Berechnung der Firstpfette, da hier leicht falsche Annahmen gemacht werden. Nach Abbild. 6 ergibt sich bei einem errechneten



$M_{\max} = 117760 \text{ cmkg}$, der Abstand der neutralen Achse aus der Formel $0,678 x^3 - n \cdot f_e \cdot x = n \cdot f_e (h - a)$ zu $0,678 x^3 - 15 \cdot 6,79 x = 15 \cdot 6,79 \cdot 32$ oder $x^3 - 150,4 x = 4813$, $x = 13,95 \text{ cm}$, $b = 4,07 x = 56,8 \text{ cm}$.

Das Trägheitsmoment des statisch wirksamen Querschnittes ist: $J_x = \frac{b x^3}{12} + n \cdot f_e (h - a - x)^2 = \frac{56,8 \cdot 13,95^3}{12} + 15 \cdot 6,79 \cdot (32 - 13,95)^2 = 46050 \text{ cm}^4$.

Daraus ergibt sich:

$$\sigma_b = \frac{M \cdot x}{J} = \frac{117760 \cdot 13,95}{46050} = 35,8 \text{ kg/qcm}$$

$$\sigma_e = n \cdot \sigma_b \cdot \frac{x}{(h - a - x)} = 695 \text{ kg/qcm}$$

Der Rahmen ohne Aufbau ist als Zweigelenkbogen nach Müller-Breslau neuere Methode der Festigkeitslehre 1904 S. 122 berechnet. Es ist:

$$H = \frac{\int M_0 \cdot y \cdot ds}{T_x}$$

Die Belastungsannahmen sind für einen Mittelbinder, dessen Liniennetz Abb. 7, S. 37, zeigt, während die Abb. 8 a und b, S. 37, das Belastungsschema darstellen, folgende: Schneelast: nach den ministeriellen Vorschriften hat man bei $h = \frac{1}{4} l = 70 \text{ kg/qm}$ Horizontal-Projektion.

Winddruck: $w_0 = 125 \text{ kg/qm}$ rechtwinklig getroffene Dachfläche. Bei einer Neigung unter dem Winkel α hat man: $w = w_0 \sin^2 \alpha$.

A. Lotrechte Lasten:

1. Bestimmung von M_H für die lotrechten Kräfte. Das Eigengewicht des Binders ist angenommen zu: $g = 360 \text{ kg/m}$. Die Balken-Einzellasten sind nach Abbildung 8 a: $P_1 = P_6 = 3,08 \text{ t}$, $P_2 = P_5 = 4,40 \text{ t}$, $P_3 = P_4 = 6,40 \text{ t}$, daraus ergibt sich ein Auflagerdruck für den freiaufliegenden Balken: $A = 13,69 \text{ t}$, dann ist: $M_C = M_D = 0$, $M_E = M_K = 30,68 \text{ tm}$, $M_F = M_H = 49,10 \text{ tm}$, $M_G = 50,82 \text{ tm}$.

2. Bestimmung von T_x :

$$T_x = \frac{1}{3} s (r_1^2 + r_1 r_2 + r_2^2)$$

$$\begin{aligned} T_x &= 42,70 \\ T_x &= 109,00 \\ T_x &= 170,00 \\ T_x &= 226,00 \\ \Sigma T_x &= 547,70. \end{aligned}$$

3. Bestimmung von $\int M_0 \cdot y \cdot ds$:

$$\begin{aligned} \text{für } A \text{ und } C &= 0 \\ \text{„ } C - E \text{ und } D - K &= 381,0 \\ \text{„ } E - F \text{ und } K - H &= 1188,0 \\ \text{„ } F - G \text{ und } H - G &= 1794,0 \\ &= 3363,0. \end{aligned}$$

Mithin ist aus den lotrechten Lasten der Horizontalschub:

$$H_v = \frac{3363}{547,7} = 6,15 \text{ t.}$$

Die endgültigen Momente aus den lotrechten Lasten sind nun: $M = M_0 - H_v \cdot h$:

Für Punkt C = - 24,60 tm, für Punkt E und K = - 1,02 tm, für Punkt F und H = - 10,35 tm, für Punkt G = - 12,07 tm.

B. Windkräfte (Abbildung 8 a und b, S. 37):

Der Winddruck auf den Rahmenstiel ist:

$$w_1 = 4,0 \cdot 1,0 \cdot 125 = 500 \text{ kg/m.}$$

Der Winddruck auf die schräge Dachfläche:

$$w_2 = 4,0 \cdot 1,0 \cdot 125 \sin^2 26^\circ 19' = 100 \text{ kg/m, } W_1 = 2,0 \text{ t, } W_2 = 0,52 \text{ t.}$$

$A_{wH} = W_1 + W_2 \sin^2 \alpha = 2,0 + 0,23 = 2,23 \text{ t, } A_{wV} = 0,5 \text{ t.}$

Hierzu kommen noch die Auflagerdrücke vom Aufbau: $A_{wV} = - 262 \text{ kg, } A_{wB} = + 597 \text{ kg.}$

Insgesamt demnach: $A_{wV} = - 212 \text{ kg, } A_{wB} = - 1014 \text{ kg, } A_H = - 3175 \text{ kg.}$

Für den freiaufliegenden Balken sind dann: $M_{Cw} = + 8,70 \text{ tm, } M_{Ew} = + 9,19 \text{ tm, } M_{Fw} = + 9,07 \text{ tm, } M_{Gw} = + 6,95 \text{ tm, } M_{Hw} = + 4,79 \text{ tm, } M_{Kw} = + 2,41 \text{ tm, } M_{Dw} = + 0 \text{ tm.}$

2. Bestimmung von T_x wie früher: = 547,70.

3. Bestimmung von $\int M_0 \cdot y \cdot ds$.

$$\begin{aligned} \text{Zwischen } A \text{ und } C &= 46,3 \\ \text{„ } C \text{ „ } D &= 106,0 \\ \text{„ } E \text{ „ } F &= 135,2 \\ \text{„ } F \text{ „ } H &= 287,6 \\ \text{„ } H \text{ „ } D &= 99,6 \\ \Sigma M_0 \cdot y \cdot ds &= 674,7. \end{aligned}$$

Mithin aus Winddruck der Horizontalschub:

$$H_w = \frac{674,7}{547,7} = + 1,23 \text{ t,}$$

oder: $H_A = 3,175 - 1,23 = 1,945 \text{ t, } H_B = 1,23 \text{ t.}$

Die endgültigen Momente aus Winddruck sind nun:

$$\begin{aligned} \text{Für Punkt } C &= + 3,78 \text{ tm, für Punkt } E &= + 2,85 \text{ tm,} \\ \text{„ } F &= + 1,32 \text{ tm, „ } G &= - 0,80 \text{ tm,} \\ \text{„ } H &= - 2,96 \text{ tm, „ } K &= - 3,93 \text{ tm,} \\ \text{„ } D &= - 4,92 \text{ tm.} \end{aligned}$$

Durch die Anordnung eines Kragdaches an den beiden Seiten der Halle von 2 m Vorsprung, dessen Platte sich zwischen Konsolen spannt, welche in Verbindung mit dem Binder stehen, ergeben sich für letztere Zusatzmomente.

Auf einen Binder kommt ein Lastanteil von rd. 3,4 t, demnach: $M = 3,4 \cdot 1,0 = - 3,40 \text{ tm, } A = 3,4 \text{ t.}$

Bestimmung von $T_x = 547,70$.

Bestimmung von $\int M_0 \cdot y \cdot ds$ (Abbildung 9).

| | |
|------------------|-------------|
| Zwischen A und C | D und B = 0 |
| " C " E | = 81,0 |
| " E " F | = 102,0 |
| " F " G | = 122,0 |
| | 305,0 |

demnach Horizontalkraft: $H = -\frac{305,0}{547,7} = -0,56 \text{ t}$.

Die endgültigen Momente aus Kragarmlasten ergeben sich nun zu:

an C — D = — 1,16 tm, an E — K = — 0,52 tm,
 " F — H = + 0,13 tm } Der mathematische Wert
 " G = + 0,15 tm } muß hier = 0 sein.

Zusammenstellung der Momente. (Vgl. auch Abb. 9).

| Moment bei | Lotrechte Kraft M_v | Winddruck M_w | Kragarm M_r | Größte Momente M_{\max} |
|------------|-----------------------|-----------------|---------------|---------------------------|
| C | — 24,60 | + 3,78 | — 1,16 | — 21,78 tm |
| E | — 1,02 | + 2,85 | — 0,52 | + 13,10 " |
| F | + 10,35 | + 1,32 | + 0,13 | + 11,80 " |
| G | + 12,07 | — 0,80 | + 0,15 | + 11,40 " |
| H | + 10,35 | — 2,96 | + 0,13 | + 7,52 " |
| K | — 1,02 | — 3,93 | — 0,52 | — 5,47 " |
| D | — 24,60 | — 4,92 | — 1,16 | — 30,68 " |

Dimensionierung:

Es seien hier nur 3 Querschnitte berechnet und zwar der gefährlichste Stielquerschnitt, der Querschnitt über Eck und der Querschnitt in Riegelmitte.

1. Stielquerschnitt $h = 105 \text{ cm}$, $b = 30 \text{ cm}$, $f_e = 20,1 \text{ cm}$, $f_e' = f_e' = 24,12 \text{ qcm}$. Der gefährlichste Querschnitt des Stieles liegt am Voutenanfang, also 77 cm unter der Ecke. Für diesen Punkt wird: $M = 2480000 \text{ cmkg}$. Die Normalkraft ist $N = 13,69 + 1,01 + 3,4 + 3,08 = 21,18 \text{ t}$.

$$m = \frac{M}{N} = \frac{2480000}{21180} = 117 \text{ cm},$$

für die Nulllinie gilt:

$$x^3 + 2x^2 \left(m - \frac{h}{2} \right) +$$

$$+ \frac{6nx}{b} \left[f_e \left(m + \frac{h}{2} - a \right) + f_e' \left(m - \frac{h}{2} + a \right) \right] = 6n \left[f_e (h - a) \left(m + \frac{h}{2} - a \right) + f_e' a \left(m - \frac{h}{2} + a \right) \right].$$

Bei Einsetzung der gegebenen Werte erhält man: $x = 41,9 \text{ cm}$, dann ist:

$$\sigma_b = \frac{2 \cdot Nx}{b \cdot x^2 + 2n [f_e(x - a) - f_e'(h - a - x)]} = 39,8 \text{ kg/qcm},$$

2. Querschnitt über Eck. $M = 3068000 \text{ cmkg}$, $h = 130 \text{ cm}$, $f_e = f_e' = 24,12 \text{ qcm}$, $b = 30 \text{ cm}$.

Nach den ministeriellen Bestimmungen hat man:

$$x = \frac{15 \cdot 48,24}{30} + \sqrt{\left(\frac{15 \cdot 48,24}{30} \right)^2 + \frac{2 \cdot 15}{30} \cdot 24,12 \cdot 130} = 36 \text{ cm},$$

$$\sigma_b = 30,4 \text{ kg/qcm}, \sigma_e' = 406 \text{ kg/qcm}, \sigma_e = 1140 \text{ kg/qcm}.$$

3. Querschnitt in Riegelmitte: $M = 1140000 \text{ cmkg}$, $h = 70 \text{ cm}$, $b = 30 \text{ cm}$, $f_e = 16,08 \text{ qcm}$, $f_e' = 12,06 \text{ qcm}$.

$$x = -\frac{15 \cdot 28,14}{40} + \sqrt{\left(\frac{15 \cdot 28,14}{40} \right)^2 + \frac{2 \cdot 15}{40} (12,06 \cdot 5 + 16,08 \cdot 65)} = 22,10 \text{ cm},$$

$$\sigma_b = 39,0 \text{ kg/qcm}, \sigma_e' = 492 \text{ kg/qcm}, \sigma_e = 1173 \text{ kg/qcm}.$$

4. Pfahlberechnung:

Der Auflagerdruck von den Bindern beträgt: $A_1 = 23,60 \text{ t}$. Der Auflagerdruck von der Schwelle $A_2 = 6,60 \text{ t}$.

Auf einen Pfahlbock kommen demnach: 30,20 t.

Außer diesen lotrechten Last ist noch der Horizontalschub des Binders mit $H = 6,82 \text{ t}$ aufzunehmen.

$$\tan \alpha = \frac{6,82}{30,20} = 0,226, \alpha = 12^\circ 45'.$$

Für einen Pfahl unter 3:1 ist,

$$\tan \alpha = \frac{1}{3} = 0,333, \alpha = 18^\circ 20'.$$

Die Mittelkraft fällt zwischen die Pfähle und der Schrägpfahl hat etwa 21,7 t zu tragen. —

Von der 38. General-Versammlung des „Vereins Deutscher Portland-Cement-Fabrikanten“ zu Berlin 1915.

Am 23. Februar fand zu Berlin die 38. ordentl. Versammlung des Vereins unter Leitung des Vereinsvorsitzenden Herrn Dir. Dr. Müller-Rüdersdorf statt. Die eintägige Sitzung war lediglich der satzungsgemäßen Erledigung innerer Vereinsangelegenheiten gewidmet. Einladungen an Nichtmitglieder waren nicht ergangen.

Vor Eintritt in die Tagesordnung wies der Vorsitzende auf die schwierige Lage der Industrie infolge des Krieges hin und gedachte mit warmen Worten der Toten des letzten Vereinsjahres, insbesondere des um die Zementindustrie hochverdienten Mitgliedes Dr. Paul Prüssing-Göschwitz a. d. Saale, und der gefallenen Helden im Felde.

Der Jahres- und Kassenbericht wurden in der gewohnten Weise besprochen und genehmigt. Die Gesamt-Erzeugung der 98 Vereinsfabriken betrug im Jahre 1914 42 050 000 Faß Portland-Zement, also 1 650 000 Faß mehr als im Vorjahre. — Die Arbeiten der Kommissionen haben durch den Kriegsausbruch eine Unterbrechung erfahren, ein eingehender Bericht konnte daher in diesem Jahre darüber nicht gegeben werden. Erwähnt wurde, daß nach den Mitteilungen der Vereinsmitglieder 50 Direktoren und Prokuristen, 406 Beamte und 5647 Arbeiter von dem Verein angehörigen Fabriken augenblicklich im Felde stehen.

An die Erstattung des Kassenberichtes schlossen sich die verschiedenen Wahlen in der üblichen Weise. Die satzungsgemäß ausscheidenden Vorstandsmitglieder wurden einstimmig wiedergewählt.

Hierauf erstattete der Vorstand des Vereinslaboratoriums Hr. Dr. Framm seinen eingehenden Bericht über die Tätigkeit des Laboratoriums i. J. 1914, die im zweiten Halbjahre natürlich auch vom Kriege stark beeinflusst wurde. Die beantragten Prüfungen gingen von 1912 i. J. 1913 auf 722 zurück. Im übrigen nahm das Laboratorium an den Ausschuß-Arbeiten des Vereins, sowie des Deutschen und Internationalen Verbandes für die Materialprüfungen der Technik nach verschiedener Richtung teil.

Wie alljährlich, so wurden auch i. J. 1914 von sämtlichen deutschen dem Verein angehörenden Fabriken Proben im Handel aufgekauft und untersucht. Die Prüfungen erstreckten sich auf 99 Zementmarken, mit denen sämtliche Untersuchungen der normengemäßen mechanisch-

technischen Zementprüfung sowie eine vollständige chemische Analyse ausgeführt wurden. Die Tabelle der Mittelwerte läßt die stetige Verbesserung des Erzeugnisses deutlich erkennen. Beispielsweise sind die Siebrückstände der Zemente, auf dem 5000-Maschensieb geprüft, in den letzten 7 Jahren von i. M. 21,5 % auf 14,5 %, seit 1902 überhaupt um 37 % zurückgegangen. Dieser Erhöhung der Siebfeinheit entspricht auch ein gleichmäßiges Ansteigen der mittleren Festigkeitswerte, was die folgenden Zahlen zeigen:

| | | |
|--|------|------|
| | 1914 | 1913 |
| Druckfestigkeit 1:3: 7 Tage Wasserl. . . . | 235 | 217 |
| desgl. 28 " " " " " " " " " " " " | 28 | 28 |
| desgl. 28 " komb. Lg. . . . | 337 | 312 |
| desgl. 28 " komb. Lg. . . . | 393 | 377 |

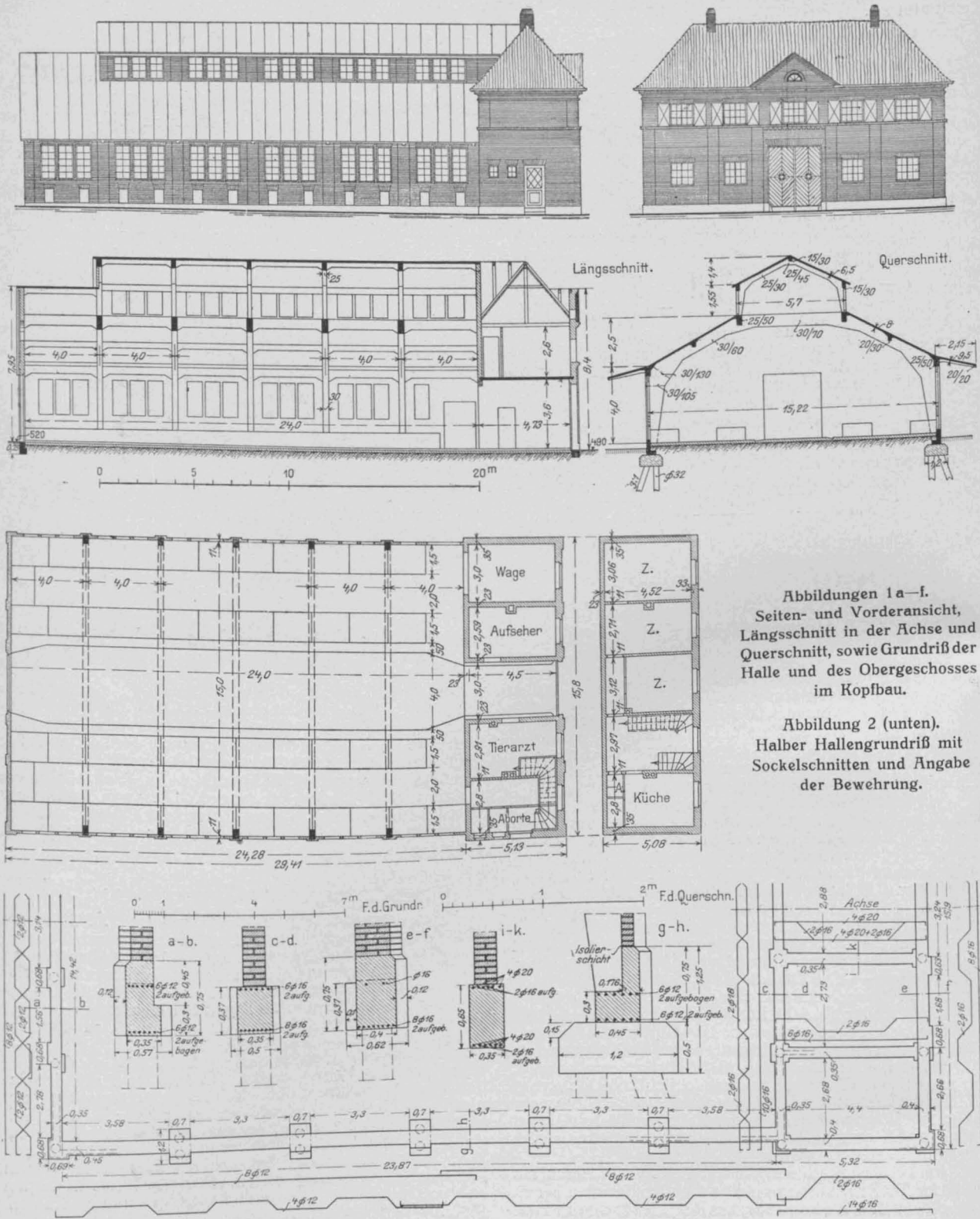
Hieraus ergibt sich, daß der Durchschnitt der maßgebenden Druckfestigkeitsbestimmung um 143 kg über das von den Normen verlangte Maß hinausgeht, während aus einer anderen Zusammenstellung hervorgeht, daß die Druckfestigkeit im Alter von 28 Tagen bei Wasserlagerung gegenüber dem Jahre 1902 eine Zunahme von rd. 40 % erfahren hat.

Aus einer Zusammenfassung der Mittelwerte der chemischen Analysen ergibt sich, daß einerseits der Gehalt an in Salzsäure unlöslichen Rückständen ständig abnimmt — ein Beweis für die andauernd verbesserte Aufbereitung —, während andererseits der Kalkgehalt ständig steigt. Während die Mindestwerte früher zwischen 57 und 59 % Kalk schwankten, ist der Kleinstwert in diesem Jahre auf 61 % gestiegen. Alle übrigen Werte bewegten sich in den Grenzen der auch früher gefundenen Zahlen.

Aus den übrigen Arbeiten des Laboratoriums sind namentlich vergleichende Versuche über das Verhalten von Portland-Zement und Hochofen-Zement im Seewasser und in Salzlösungen verschiedener Art hervorzuheben. Die Versuche sind veranlaßt durch zum Teil auch in die Fachliteratur übergegangene Behauptungen, daß sich der Hochofen-Zement bedeutend besser in diesem Falle verhalte als der Portland-Zement. Die Raumbeständigkeits-Proben haben nach bis zu 6 monatlicher Dauer ausgedehnter Beobachtung keinen Unterschied in dem Verhalten der beiden Zemente, der zu Ungunsten des Portland-Zementes spräche, erkennen lassen.

Hierauf wurde ein kurzer auf der Tagesordnung nicht vorgesehener Bericht des Hrn. Dir. Dr. Goslich-Züllchow eingeschoben, in welchem er zu dem jüngsten Erlaß des preuß. Ministers der öffentl. Arbeiten bezüglich der Gleichstellung von Portland-Zement und Eisen-Portland-Zement Stellung nahm. Bei der Untersuchung, wie dieser Erlaß zustande gekommen

entnommener Eisen-Portland-Zement-Marken neue Versuchsreihen vom kgl. Material-Prüfungsamt aufgestellt wurden, deren Durchschnitts-Festigkeiten nach 7 und 28 Tagen in unmittelbaren Vergleich mit den alten Versuchs-Reihen der ersten Ministerial-Kommission gebracht werden, über deren Entwicklung der Berichtersteller einen kurzen Ueberblick gab. Dieses Vorgehen sei unzulässig,



Abbildungen 1a–f.
Seiten- und Vorderansicht,
Längsschnitt in der Achse und
Querschnitt, sowie Grundriß der
Halle und des Obergeschosses
im Kopfbau.

Abbildung 2 (unten).
Halber Hallengrundriß mit
Sockelschnitten und Angabe
der Bewehrung.

Eisenbeton-Konstruktionen der Ferkelhalle zu Husum.

sei, hielt sich Hr. Dr. Goslich an die Darstellung in No. 21 der „Tonindustrie-Ztg.“ vom 16. Februar d. Js., die zwar nicht gezeichnet ist, aber nach seiner Meinung aller Wahrscheinlichkeit nach Hrn. Dr. Guttmann vom „Verein Deutscher Eisen-Portland-Zementwerke E. V.“ zum Verfasser habe. Aus derselben gehe hervor, daß auf Antrag des „Vereins Deutscher Eisen-Portland-Zement-Werke“ mit einer Reihe unter amtlicher Aufsicht aus den Fabriken

da erstens zwischen den beiden Versuchsreihen ein Zeitraum von 10–12 Jahren liege, innerhalb dessen die Festigkeiten der Portland-Zemente wesentlich gestiegen sind, zweitens die Zemente nicht aus dem Handel aufgekauft waren, drittens Festigkeitswerte bei kombinierter Erhärtung solchen mit reiner Lufterhärtung gegenüber gestellt werden, viertens nach Gewichtsteilen gemischt wurde, anstatt wie früher nach Raumteilen, und schließlich auch

der Rohsand nicht der gleiche gewesen ist, wie bei den damaligen Versuchen. Der Vorstand hat sich zu einem Protest gegen den neuen Erlaß entschlossen.

Nach diesen Ausführungen erstattete Hr. Reg.-Bmstr. a. D. Dr. Riepert-Charlottenburg einen interessanten Bericht über die Tätigkeit der von ihm geleiteten „Zentralstelle zur Förderung der deutschen Portland-Zement-Industrie“ im vergangenen Jahre, deren ruhiger Fortgang durch den Kriegsausbruch natürlich

Portland-Zement, die von der Portland-Zement-Industrie besonders schwer empfunden wird, die Frage der Darlehnskassen, Notstandarbeiten, Güterwagen-Gestellung, der Säcke-Aus- und Wiedereinfuhr, die ebenfalls durch den Krieg erschwert bzw. unterbunden ist, alles für die Zement-Industrie wichtige Fragen, welche die energische Mitarbeit der Zentralstelle erforderten.

Die Versammlung hatte dann noch die Wahlen zum Kuratorium der Zentralstelle und zum Wirtschaftlichen

Abbildung 3.
Form und Bewehrung eines Hauptbinders.

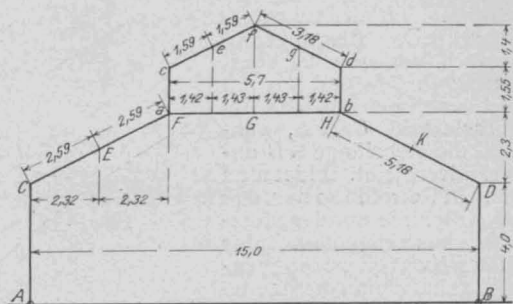
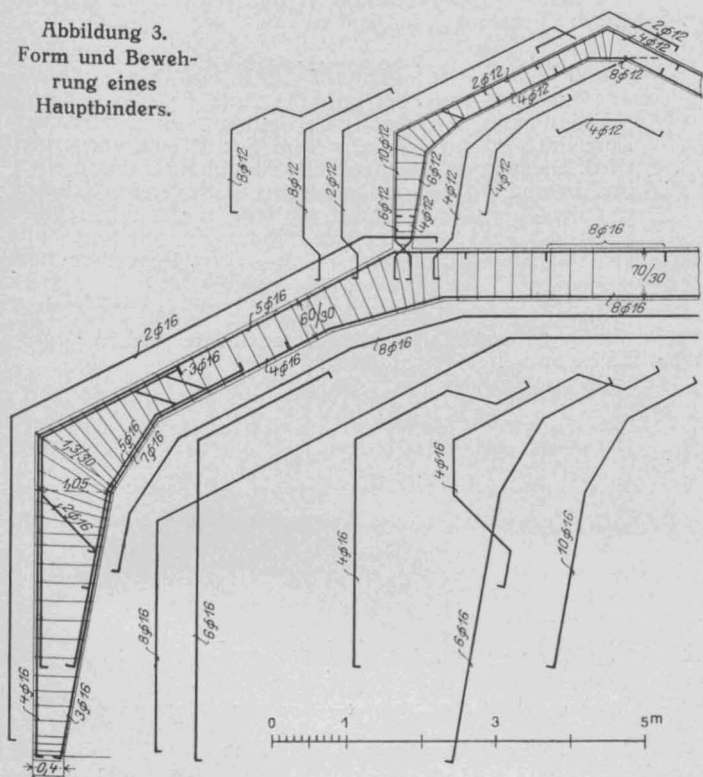


Abbildung 7. Liniennetz eines Hauptbinders.

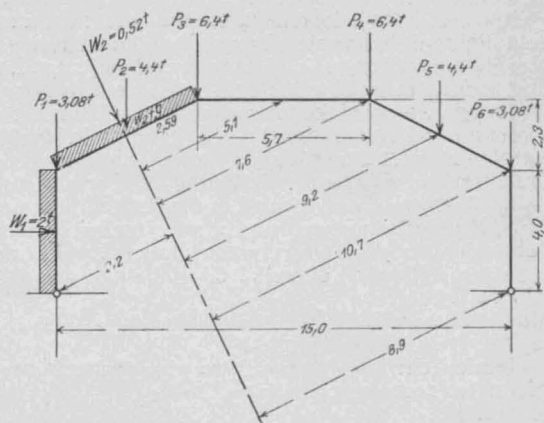
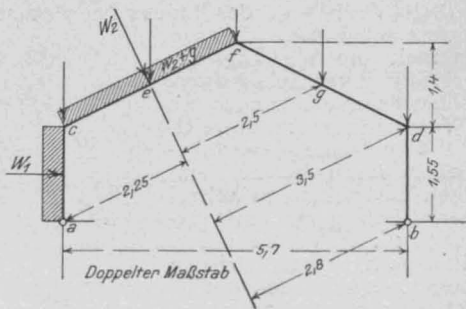


Abbildung 8a und b.
Belastungsschema für Hauptbinder und Laterne.

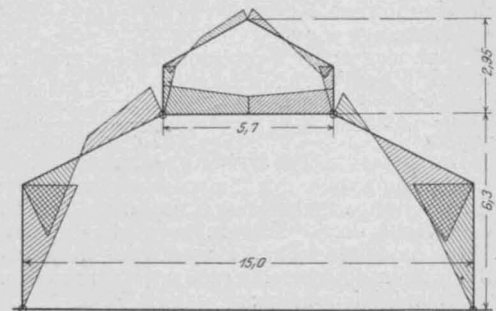


Abbildung 9. Darstellung der Gesamtmomente.

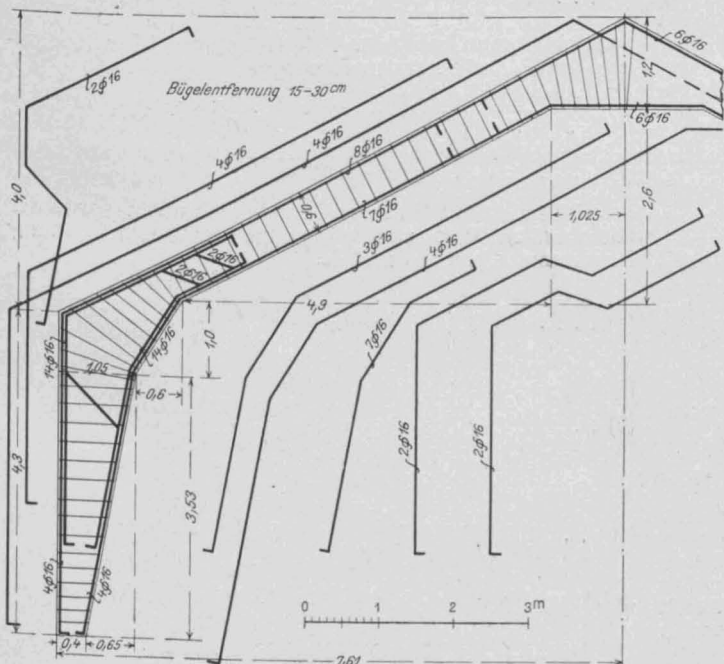


Abbildung 4. Form und Bewehrung des Stirnbinders.

Eisenbeton-Konstruktionen der Ferkelhalle zu Husum.

ebenfalls unterbrochen, die aber dann gesteigert wurde durch die Anforderungen des Wirtschaftlichen Ausschusses, für den die Zentralstelle zugleich die Geschäftsstelle bildet. Bei ihren Einsprüchen gegen unbillige oder veraltete Lieferungs-Bedingungen bei staatlichen und kommunalen Behörden hatte die Zentralstelle auch im vergangenen Jahr im Allgemeinen durchaus guten Erfolg. Im Übrigen waren es eine Reihe von Tariffagen, die Förderung der Eichtung von Förderwagen und seit dem Kriegsausbruch die Beseitigung des Ausfuhrverbotes für

Ausschuß zu vollziehen und nahm darauf noch einige Mitteilungen des Vorsitzenden entgegen, die sich u. A. auf die Vertagung der „Großen Ausstellung Düsseldorf 1915“ bezogen, für welche der Verein auch größere Aufwendungen in Aussicht genommen hatte, und auf die Eintragung des Verbands-Warenzeichens in die Warenzeichenrolle des kais. Patentamtes. Mit dem Wunsche, daß der blutige Weltkrieg einen ehrenvollen, sicheren Frieden bringen möge, schloß der Vorsitzende darauf die nur kurze Versammlung. —

Neues Verfahren zur raschen Ermittlung der Biegemomente in eingespannten Gewölben nebst Pfeilern und Widerlagern.

Von Dr.-Ing. R. Färber, Ober-Ingenieur der Firma Buchheim & Heister in Frankfurt a. M.

Die auf eine beliebige Gewölbemelle wirkenden inneren Kräfte lassen sich stets zerlegen in eine Normalkraft N , ein Biegemoment M und eine Querkraft Q (Abbildung 1). Die Normalkraft bewirkt eine gleichmäßige Zusammendrückung der Gewölbemelle, also

eine Verkürzung des Abschnittes AB der Gewölbe-Achse. Das Biegemoment M dagegen verkürzt den Rand CD und verlängert den Rand EF der Gewölbemelle $CDFE$, während die Achslänge AB unverändert bleibt. Bildet man nun ein Gewölbe so aus, daß die Mittellinie mit der Stützlinie aus Eigenlast plus halber Nutzlast zusammenfällt, so kann man die Änderung der Normalkräfte gegenüber den dabei auftretenden Stützlínienkräften vernachlässigen, mithin auch unveränderliche Achslänge des Bogens bei wechselnder Verkehrslast annehmen. Ebenso kann man die Wirkung der Querkräfte vernachlässigen. Man hat es also nur noch mit den Verdrehungen zu tun, welche die einzelnen Gewölbemellen durch die bei einseitigen Laststellungen auftretenden Biegemomente erfahren; diese Verdrehungen sind an gewisse geometrische Bedingungen gebunden, und hieraus kann man rückwärts Gleichungen ableiten zur Berechnung der Momente. Praktisch ist die Sache jedoch noch verwickelter; denn man hat es ja nicht mit bekannten Laststellungen zu tun, sondern muß vielmehr für jede Gewölbefuge erst diejenige Laststellung ermitteln, welche das größte Moment in dieser Fuge hervorruft. So verwickelt indessen das Problem auch ist, so überraschend einfach wird das Ergebnis; in Verbindung mit dem in No. 1 der Mitteilungen d. J. abgeleiteten neuen Verfahren zur raschen Ermittlung der Formen und Normalkräfte von Gewölben wird es die Aufstellung eines Gewölbe-Entwurfes mit weniger Aufwand an Zeit und Mühe gestatten, als ihn selbst eine einfache Balkenbrücke erfordert.

Wenn sich eine einzelne Gewölbefuge um den Winkel τ verdreht (Abbildung 2), so würde bei freier Beweglichkeit der gezeichneten rechten Bogenhälfte die Scheitelfuge ebenfalls die Verdrehung τ und außerdem eine lotrechte Verschiebung dw und eine wagrechte Verschiebung dw erleiden. Aus den geometrischen Verhältnissen folgt:

$$\frac{dw}{r \cdot \tau} = \frac{y}{r} \text{ oder } dw = \tau \cdot y \quad \text{und} \quad \frac{dw}{r \cdot \tau} = \frac{x}{r} \text{ oder } dw = \tau \cdot x$$

Die gesamte Verdrehung, lotrechte und wagrechte Verschiebung aus der Summenwirkung der einzelnen Fugendrehungen, ergibt sich natürlich durch Integration dieser Ausdrücke. Nun müssen die Scheitelfugen der rechten und der linken Bogenhälfte in jedem Fall sich vollkommen decken. Hieraus ergeben sich die folgenden drei Grundgleichungen:

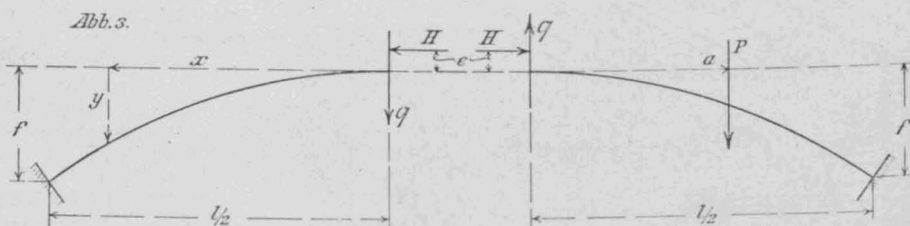
$$\begin{aligned} (1) \dots \int \tau_{(\text{links})} &= - \int \tau_{(\text{rechts})} \\ (2) \dots \int \tau y_{(\text{links})} &= - \int \tau y_{(\text{rechts})} \\ (3) \dots \int \tau x_{(\text{links})} &= + \int \tau x_{(\text{rechts})} \end{aligned}$$

Ich habe diese Grundgleichungen absichtlich als Folgen einfachster geometrischer Notwendigkeiten abgeleitet, um zu zeigen, daß sie nicht etwa, wie oft geglaubt wird, von unsicheren Annahmen abhängen, sondern durchaus zuverlässig sind, vielleicht zuverlässiger als die durch die Wirkung oft mangelhafter Gelenkeinlagen geschaffene statische Bestimmtheit. Die Randspannung in einer Ge-

wölbemelle infolge des Fugenmomentes M ist bekanntlich $(M : J) \cdot \frac{1}{2} d$, wobei J das Trägheitsmoment, d die Fugenstärke bedeutet. Die Randverkürzung bzw. Verlängerung ergibt sich also, wenn man die Achslänge AB der Gewölbemelle (siehe Abbildung 1) mit ds und den Elastizitätsmodul mit E bezeichnet, zu $[(M : J) \cdot \frac{1}{2} d \cdot ds] : E$, und den Verdrehungswinkel erhält man durch Division dieses Ausdruckes mit $\frac{1}{2} d$ zu

$$(4) \dots \tau = \frac{M}{EJ} \cdot ds$$

Zunächst erwächst nun die Aufgabe, die Scheitelreaktion eines Gewölbes zu bestimmen, welche durch eine Einzellast P im Abstand a vom Scheitel hervorgerufen wird. Diese kann, entsprechend Abbildung 3, durch einen im Abstand e von der Scheitelmittle angreifenden Schub H und die Querkraft Q ersetzt werden. In einem beliebigen Punkt der linken Bogenhälfte mit den Koordinaten x und y ist das Moment: $M_L = H(e + y) - Q \cdot x$. Bezeichnet man $x : \frac{l}{2}$ mit ξ ; $y : f$ mit η und analog $e : f$ mit ε , ferner $H \cdot \frac{2f}{l}$ mit \wp , so ergibt sich das Moment in der linken Bogenhälfte an beliebiger Stelle zu



$$(5) \dots M_L = \frac{l}{2} [\wp(\varepsilon + \eta) - Q \cdot \xi]$$

Analog erhält man mit $a : \frac{l}{2} = \alpha$ das Moment an beliebiger Stelle ξ der rechten Bogenhälfte

$$(6) \dots M_R = \frac{l}{2} [\wp(\varepsilon + \eta) + Q \cdot \xi - \left[\frac{P(\xi - \alpha)}{\xi} \right]]$$

Bezeichnet man ferner das Trägheitsmoment der Scheitelfuge mit J_0 und setzt den Ausdruck

$$\frac{ds}{J} = \frac{ds}{J : J_0} \cdot \frac{1}{J_0} \cdot dx = \frac{l}{2} \cdot \frac{\rho}{J_0} \cdot d\xi, \text{ also}$$

$$(7) \dots \rho = \frac{J_0}{J} \cdot \sqrt{1 + \eta^2},$$

so erhält man mit Hilfe der Grundgleichungen, sowie der Gleichungen (4), (5) und (6) folgende drei Gleichungen zur Bestimmung von \wp , ε und Q :

$$(8) \dots 2 \wp \int_0^1 (\varepsilon + \eta) \cdot \rho d\xi = P \int_{\xi=\alpha}^1 (\xi - \alpha) \cdot \rho d\xi$$

$$(9) \dots 2 \wp \int_0^1 (\varepsilon + \eta) \cdot \eta \rho d\xi = P \cdot \int_{\xi=\alpha}^1 (\xi - \alpha) \cdot \eta \rho d\xi$$

$$(10) \dots 2 Q \cdot \int_{\xi=\alpha}^1 \xi^2 \rho d\xi = P \cdot \int_{\xi=\alpha}^1 (\xi - \alpha) \cdot \xi \cdot \rho d\xi$$

Setzt man hierin $P=1$ und gebraucht folgende Abkürzungen:

$$(11) \left\{ \begin{aligned} a &= \int_0^1 \rho d\xi \\ b &= \int_0^1 \eta \rho d\xi \\ c &= \int_0^1 \eta^2 \rho d\xi \\ d &= \int_0^1 \xi^2 \rho d\xi \end{aligned} \right. \quad \text{und} \quad (12) \left\{ \begin{aligned} a_1 &= \frac{1}{2} \int_{\alpha}^1 \xi \rho d\xi - \frac{\alpha}{2} \int_{\alpha}^1 \rho d\xi \\ a_2 &= \frac{1}{2} \int_{\alpha}^1 \eta \rho d\xi - \frac{\alpha}{2} \int_{\alpha}^1 \eta \rho d\xi \\ a_3 &= \frac{1}{2} \int_{\alpha}^1 \xi^2 \rho d\xi - \frac{\alpha}{2} \int_{\alpha}^1 \xi \rho d\xi \end{aligned} \right.$$

so erhält man

$$(13) \dots \dots \dots \begin{cases} \Phi = \frac{a_1 b - a_2 a}{b^2 - ac} \\ \varepsilon = \frac{a_2 b - a_1 c}{a_1 b - a_2 a} \\ \Omega = \frac{a_3}{d} \end{cases}$$

Prüft man nun die Gleichungen (11), (12) und (13) näher, so findet man, daß Φ , ε und Ω für jeden Wert von α , d. h. für jeden Angriffspunkt der Last $P=1$ berechnet werden könnten, wenn man den Verlauf der Werte η und ρ kennen würde und analytisch formulieren könnte. Ein Blick auf Gleichung (7) zeigt zunächst, daß der Ausdruck ρ viel zu umständlich ist, als daß an eine allgemeine unmittelbare Ableitung desselben gedacht werden könnte. Willkürlichkeiten sind natürlich schon oft versucht worden; z. B. hat man ρ kurzweg konstant angenommen, oder man hat die Fugenstärke in Beziehung zu dem Neigungswinkel der Bogen-Achse gesetzt, wodurch zwar der Ausdruck für ρ vereinfacht, der Wirklichkeit aber in keiner Weise entsprochen wird. Ich habe daher einen neuen Weg eingeschlagen. Durch Prüfung durchgearbeiteter Gewölbe habe ich empirisch den Verlauf von ρ untersucht, und dabei zunächst gefunden, daß ρ im Kämpfer gut konstruierter Gewölbe stets sehr nahe den Wert 0,4 annimmt. Es bereitet daher keine Schwierigkeit, liefert im Gegenteil stets die zweckmäßige Kämpferstärke, wenn man so konstruiert, daß ρ , welches im Scheitel = 1,0 ist, für den Kämpfer genau = 0,4 wird. Zwischen diesen beiden im Scheitel und Kämpfer jedes Bogens genau herzustellenden Werten verläuft ρ nach einer Kurve, für welche man empirisch zwei Grenzgleichungen aufstellen kann, nämlich

$$(14) \dots \dots \dots \rho_1 = 1,0 - 0,6 \cdot \xi^{1/2}$$

$$(15) \dots \dots \dots \rho_2 = 1,0 - 3,0 \xi^2 + 2,4 \xi.$$

Beide Gleichungen liefern im Kämpfer, also mit $\xi = 1$ den Normalwert 0,4 für ρ .

Ebenso lassen sich Grenzgleichungen für den Verlauf von η finden. Die eine Grenze ist durch die rein parabolische Form gegeben; die andere Grenze könnte aus der in No. 1 der „Mitteilungen“ Jahrgang 1915 entwickelten Gleichung der Bogenform mit dem höchsten praktisch vorkommenden α -Wert (etwa $\alpha=10$) abgeleitet werden, doch empfiehlt es sich, für den vorliegenden Zweck eine ähnliche, durch eine nicht transzendente Gleichung ausdrückbare Bogenform an ihre Stelle zu setzen. Demzufolge sind folgende 2 Grenzgleichungen gewählt worden:

$$(16) \dots \dots \dots \eta_1 = \xi^2$$

$$(17) \dots \dots \dots \eta_2 = 0,4 \xi^2 + 0,6 \xi^4,$$

welche beide mit $\xi=1$, wie es sein muß, auch $\eta=1$ ergeben. Zwischen den 4 Grenzgleichungen (14) bis (17) sind die 4 Kombinationen η_1 mit ρ_1 , η_1 mit ρ_2 , η_2 mit ρ_1 und η_2 mit ρ_2 denkbar; ich habe die Werte Φ , ε und Ω für jede dieser 4 Kombinationen, sowie für $\alpha=0$; $\alpha=0,2$; $\alpha=0,4$; $\alpha=0,6$; $\alpha=0,8$ und $\alpha=1,0$ berechnet. Setzt man die Zahlenwerte von Φ , ε und Ω in die Gleichungen (5) und (6) ein, so erhält man die Momente, welche von der Last $P=1$ in verschiedenen Stellungen hervorgerufen werden.

Hält man nun einen bestimmten Wert von ξ , z. B. $\xi=0,4$ fest, so liefert Gleichung (5) durch Variation von α den Teil der Einflußlinie für das Moment in diesem Punkt ($\xi=0,4$), welcher rechts vom Bogenscheitel liegt. Entsprechend liefert Gleichung (6) den links vom Bogenscheitel gelegenen Teil, wie man sich durch spiegelbildmäßige Vertauschung der beiden Bogenhälften (Abbildung 3) leicht überzeugen kann. Mit anderen Worten: man ist durch die zahlenmäßige Auswertung der Gleichungen (5) und (6), und zwar nur der Klammerausdrücke derselben, im Stande, unabhängig von der tatsächlichen Spannweite für jede beliebige Stelle eines Gewölbes die Einflußlinie für das Moment zu konstruieren, und zwar erhält man für jeden Punkt entsprechend den 4 Kombinationen zwischen den Grenzgleichungen für η und ρ je 4 mögliche Einflußlinien, von denen man die Ungünstigste der weiteren Untersuchung zugrunde legen wird. Solche Einflußliniengruppen habe ich für $\xi=0$, $\xi=0,1$ und so fort bis $\xi=1,1$ konstruiert.

2. Es ist für das Schlußergebnis nicht nötig, diese Einflußlinien hier wiederzugeben, auch würde der verfügbare Raum dadurch zu sehr belastet werden. Als Beispiel,

und zur Erklärung der weiteren Ableitungen sollen daher nur die 4 Grenzeinflußlinien für $\xi=0,4$ hier, in Abbildung 4, mitgeteilt werden, welcher Punkt in der Nähe der Bruchfuge liegt.

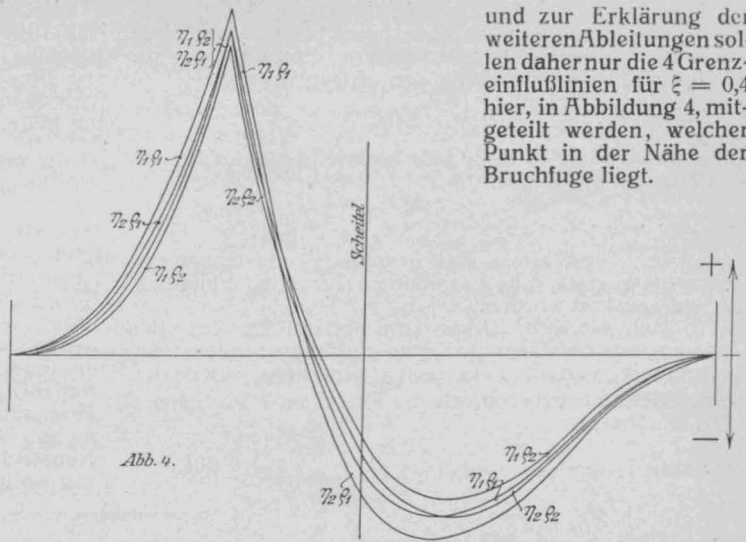


Abb. 4.

Im Maßstab der ursprünglichen, hier in $\frac{2}{5}$ verkleinert wiedergegebenen Konstruktion bedeutete (l = Gesamtspannweite)

$$\begin{aligned} 1 \text{ cm Abszisse} &= 0,0405 l, \\ 1 \text{ cm Ordinate} &= 0,0050 l, \\ 1 \text{ qcm Fläche} &= 0,0002025 l^2. \end{aligned}$$

also Durch Messung und Planimetrierung hat sich ergeben (in cm bzw. qcm)

| | η_1, ρ_1 | η_1, ρ_2 | η_2, ρ_1 | η_2, ρ_2 | |
|--|------------------|------------------|------------------|------------------|-----|
| Fläche F_1 | -43,4 | -37,5 | -50,9 | -42,7 | qcm |
| „ F_2 | +43,4 | +37,5 | +39,1 | +35,0 | „ |
| Absolute Flächen-summe | 86,8 | 75,0 | 90,0 | 77,7 | „ |
| Größte positive Ordinate | +11,52 | +10,83 | +10,81 | +10,31 | cm |
| Größte negative Ordinate | -5,47 | -4,90 | -6,30 | -5,47 | „ |
| Größte Ordinaten-summe (absolut) | 16,99 | 15,73 | 17,11 | 15,78 | „ |

Wie man sieht, verhält sich bei $\xi=0,4$ die Kombination η_2, ρ_1 am ungünstigsten. Hat man es mit der gleichmäßig verteilten Last p zu tun, und hat man das Gewölbe dem Mittelliniensatz entsprechend so geformt, daß bei Eigenlast und halber Nutzlast kein Moment auftritt (was allerdings außer entsprechender Formgebung die Anwendung des Gewölbe-Expansionsverfahrens, Patent Buchheim & Heister, erfordert), so wird das größte links- und rechtsdrehende Moment in jeder Fuge gleich groß und damit

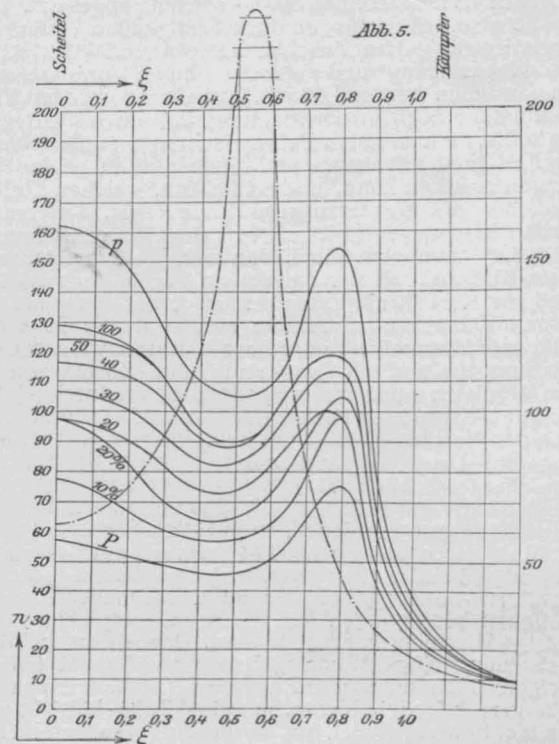


Abb. 5.

zu dem überhaupt möglichen Minimum im Betrage von $\frac{1}{2}p \times \text{absoluter Einflußflächensumme} \times \text{Maßstab}$; diese Regel gilt für jede beliebige Form der Einflußlinie. Für $\xi = 0,4$ erhält man also dafür den oberen Grenzwert

$$M_{0,4} = \frac{1}{2} \cdot p \cdot 90,00 \cdot 0,0002025 l^2 = \frac{p l^2}{110}.$$

Ganz ähnlich läßt sich für jede andere Stelle des Bogens das Moment in der Form

$$(18) \dots \dots \dots M = \frac{p l^2}{n}$$

ermitteln. Die Werte n sind graphisch aufgetragen und durch die oberste, mit p bezeichnete Kurve in Abbildung 5 S. 39 dargestellt worden.

Besteht die Nutzlast, um zum anderen Extrem überzugehen, aus der Einzellast P , so muß man zunächst eine gleichmäßig verteilte Ersatzlast p_e einführen, welche denselben Schub hervorruft, wie die Einzellast P im Scheitel, also annähernd

$$(19) \dots \dots \dots p_e = \frac{2P}{l}.$$

Literatur.

Deutscher Ausschuß für Eisenbeton. Heft 29. Zweckmäßige Zusammensetzung des Betongemenges für Eisenbeton. Bericht über Versuche im kgl. Material-Prüfungsamt Berlin-Lichterfelde-West. Erstattet von Prof. M. Gary, Abt.-Vorst. Berlin 1915. Verlag Wilh. Ernst & Sohn. Pr. geh. 2,20 M.

Es sind Fragen rein praktischer Natur, die durch die Versuche beantwortet werden sollen, auf die sich der Bericht erstreckt. Sie sind aufgeworfen worden im Unterausschuß des „Deutschen Ausschusses für Eisenbeton“, der mit der Bearbeitung neuer Bestimmungen für Eisenbetonbauten beauftragt ist. Es wurde hierbei der Vorschlag gemacht, den § 6, Bereitung der Betonmasse, folgendermaßen zu fassen: „1 cbm Sand- und Kiesmischung (Kiessand-, Grus- und Steinschlag - Mischung) soll soviel Zement enthalten, daß die Rostsicherheit gesichert ist (i. d. Regel 300 kg). Im Uebrigen ist die Mischung so zu wählen, daß die geforderte Festigkeit nicht unterschritten wird. Der für 1 cbm erforderliche Mörtel darf zur Füllung der Hohlräume nicht weniger als $\frac{1}{3}$ cbm ausmachen“. Gegen diese Festsetzung eines Mindestgehaltes an Zement erhob sich erheblicher Widerspruch namentlich aus dem Kreise der Beton-Industrie, wobei die Vermutung ausgesprochen wurde, daß bei Verwendung sorgfältig ausgewählten Zuschlagmaterials die Zementmenge beträchtlich geringer sein dürfe.

Nach dem Entwurf für die neuen Vorschriften waren als Mindestfestigkeiten 150 kg/qcm nach 28 und 180 kg/qcm nach 45 Tagen (für Säulen und Stützen 180 bzw. 210 kg/qcm) und zwar für eine der Praxis des Eisenbetonbaues entsprechende flüssige Mischung und gemessen an in eisenen Formen hergestellten 30 cm-Würfeln, angesetzt. Die Versuche sollten dartun, ob diese Festigkeiten „selbst bei hervorragend gutem Zuschlagmaterial und günstigster Zusammensetzung“ und unter den obigen Voraussetzungen gewonnen werden können. Erweitert wurde das Programm dann noch in der Richtung, daß untersucht werden sollte, ob man guten Betonmischungen, unbeschadet der Festigkeit, Steingrus und Steinsplitt in geeigneten Mengen zusetzen kann, und schließlich, welchen Einfluß die Größe des Wasserzusatzes hierbei hat. Untersucht wurden Mischungen 1:4, 1:5, 1:6 aus 1 Raumteil Zement mit 4, 5, 6 Raumteilen teils Löcknitzer, Cossebauder und Rhein-Kiessand mit verschiedenem Verhältnis zwischen Sand und Kies (70:30% bis 50:50%), der Kiessand bei einigen Versuchen zur Hälfte ersetzt durch Grus und Splitt aus Muschelkalk oder Basalt. Einige Versuche der Mischung 1:6 und mit Grus- und Splitt-Zusatz wurden zum Vergleich auch mit weichem Beton durchgeführt. Der zur Verwendung kommende Portland-Zement sollte nach den Normen geprüft bei kombinierter Wasserlagerung eine Druckfestigkeit von etwa 350 kg/qcm besitzen, wies aber tatsächlich 531 kg/qcm Festigkeit auf.

Zunächst wurde festgestellt, daß von den untersuchten Mischungen nur diejenigen in 1:4 die Forderung eines Mindestgehaltes von 300 kg Zement auf 1 cbm erfüllen und daß außer diesen nur noch eine Mischung 1:5 mit Basaltgrus- und Splittzusatz zu Cossebauder-Kies den Festigkeitsbedingungen bei 28 Tagen entsprach, soweit flüssige Mischung in Frage kommt. Danach erscheint die Festsetzung eines Mindestgehaltes an Zement (wie sie übrigens auch in anderen Ländern z. T. üblich ist) auf alle Fälle gerechtfertigt. Versuche mit 45 Tage-Würfeln wurden nicht durchgeführt, aus ähnlichen Versuchen im Amt

Mit dieser Ersatzlast erhält man genügend genaue Näherungswerte für die Form und die Normalkräfte des Gewölbes. (Vergl. No. 1 der Mitteilungen, Jahrg. 1915). Die Momente werden jedoch wesentlich größer, als wenn man es tatsächlich mit gleichmäßig verteilter Nutzlast zu tun hätte, nämlich (für η_2, ϵ_1 bei $\xi = 0,4$):

$$\begin{aligned} \max + M &= -\frac{1}{2} p_e \cdot \Sigma F + 10,81 \cdot P \cdot 0,005 l \\ \max - M &= -\frac{1}{2} p_e \cdot \Sigma F - 6,30 \cdot P \cdot 0,005 l. \end{aligned}$$

Man sieht, daß das links- und rechtsdrehende Moment jetzt verschieden ausfällt und überdies von der algebraischen (nicht absoluten) Flächensumme und den größten Einzel-Ordinaten abhängt, alles Werte, welche sich in so hohem Maße mit der Bogenkrümmung η und dem wirklichen Verlauf von ϵ verändern, daß es praktisch ganz unmöglich wäre, dafür fertig ausgerechnete Werte zu ermitteln. Auch müßte man nach dem größeren der beiden Momentwerte dimensionieren, wenn man das Gewölbe nicht etwa unsymmetrisch ausbilden und dadurch die Konstruktion und Berechnung außerordentlich erschweren wollte. — (Schluß folgt.)

ließ sich aber der Schluß ziehen, daß das Verhältnis der 45 Tage- zur 28 Tagefestigkeit nach dem neuen Vorschlag wohl richtig gewählt sei.

Die Feststellung des Mörtelgehaltes ergab für alle Mischungen ein reichlicheres Verhältnis als $\frac{1}{3}$ cbm, sodaß diese Forderung also als milde erscheint und sich leicht erzielen läßt. Versuche mit Absieben des Mörtels (auf einem Sieb von 7 mm Maschenweite) aus der Mischung waren leicht durchführbar und ergaben genügend genaue Ergebnisse, sodaß also dies Verfahren als Kontrolle des Mörtelgehaltes auf der Baustelle praktisch verwertbar ist.

Bezüglich des Wasserzusatzes, der bekanntlich auf die Festigkeiten von hohem Einfluß ist, ergab sich noch, daß der Einfluß auch von der Art des Zuschlag-Materials abhängt und daß bei Zusatz von Steinschlag zu hohe Wasserzusätze zu vermeiden sind, will man überhaupt die erstrebte Festigkeit erlangen.

Bezüglich des Zusatzes feiner Gesteinstrümmen ergaben sich von einander abweichende Ergebnisse, je nachdem Basaltsplitt (hohe Festigkeit, geringe Wasseraufnahme) oder Muschelkalk (geringere Festigkeit, höhere Wasseraufnahme) gewählt wird. Bei den fetteren Mischungen zeigte sich allgemein kein Festigkeitsverlust, unter Umständen ist sogar eine nennenswerte Erhöhung zu erzielen, bei den mageren Mischungen ist dagegen bezüglich Art und Menge der steinigen Zuschläge gewisse Vorsicht am Platz.

Schließlich wurden auch noch vergleichende Versuche mit 30, 20, 10 und 7,1 cm-Würfeln durchgeführt, weil in dem Unterausschuß der Wunsch bestand, für Eisenbeton-Prüfungen mit kleineren Würfelformen auszukommen. Für den flüssigen Beton ergaben sich, wie für erdfeuchten Beton ja schon bekannt, für die kleineren Würfel größere Werte, die aber hier bei den besseren Mischungen so wenig abweichen, daß diese Unterschiede für die Praxis kaum ins Gewicht fallen. Auffälligerweise ergaben sich für den weichen Beton in den kleineren Würfeln kleinere Werte für die Festigkeit, was vielleicht darauf zurückzuführen ist, daß, da auch der weiche Beton nicht gestampft wurde, die Lagerung desselben in der kleineren Form weniger dicht war.

Für die Würfelprobe mit weichem Beton, also mit geringerem Wasserzusatz, ergaben sich zum Teil recht abweichende Ergebnisse gegenüber dem flüssigen Beton. Ein richtiges Bild von den Festigkeits-Eigenschaften einer für Eisenbeton bestimmten Betonmischung kann also nur die Prüfung von Würfeln ergeben, die in ihrem Wasser-Gehalt der praktischen Ausführung entsprechen.

Die kleine Schrift, die nur 30 S. umfaßt, aber mit zahlreichen Tabellen und Diagrammen ausgestattet ist, enthält also für die Praxis wertvolle Untersuchungen. Von Interesse ist auch eine derselben beigegebene umfangreiche Tabelle, in der die Festigkeits-Ergebnisse usw. von Betonmischungen verschiedener Art mitgeteilt werden nach Versuchen, die von der Firma Dyckerhoff & Widmann an verschiedenen ihrer Baustellen durchgeführt worden sind. —

Inhalt: Eisenbeton-Konstruktionen der Ferkelhalle zu Husum. — Von der 38. General-Versammlung des „Vereins Deutscher Portland-Cement-Fabrikanten“ zu Berlin 1915. — Neues Verfahren zur raschen Ermittlung der Biegemomente in eingespannten Gewölben nebst Pfeilern und Widerlagern. — Literatur. —

Verlag der Deutschen Bauzeitung, G. m. b. H., in Berlin.
Für die Redaktion verantwortlich: Fritz Eiselein in Berlin.
Buchdruckerei Gustav Schenck Nachflg. P. M. Weber in Berlin.

DEUTSCHE BAUZEITUNG

MITTEILUNGEN ÜBER ZEMENT, BETON- UND EISENBETONBAU

UNTER MITWIRKUNG DES VEREINS DEUTSCHER PORTLAND-
CEMENT-FABRIKANTEN UND DES DEUTSCHEN BETON-VEREINS

XII. JAHRGANG 1915.

№ 6.

Die Eisenbetonarbeiten des neuen Verwaltungs-Gebäudes der Ortskrankenkasse zu Dresden.

Entwurf und Ausführung der Firma Johann Odorico, Inhaber: Ing. R. Wortmann, in Dresden.

Mitgeteilt von Oberingenieur Dipl.-Ing. H. Marcus. (Hierzu die Abbildungen Seite 45).



in neues Bauwerk der kgl. Bau-
räte Schilling & Gräbner,
das Verwaltungsgebäude der
Ortskrankenkasse in Dresden,
welches vom Standpunkt des
Architekten bereits in den No. 1,
2 und 4 der „Deutsch. Bauztg.“
beschrieben worden ist, bietet
auch hinsichtlich der in großem
Maßstab angewendeten Eisen-
beton-Konstruktionen manches Interessante.

Wenn dieses Bauwerk im Beginn der erwähnten
Darstellung, was Bestimmung und Form anbetrifft,
als modern im Sinne der Entwicklung und des Fort-

schrittes bezeichnet wurde, so dürfte diese Bezeich-
nung hinsichtlich des hauptsächlich angewendeten
Baustoffes, des Eisenbetons, und der Art, wie er an-
gewendet wurde, erst recht zutreffend sein; denn an-
erkanntermaßen ist der Eisenbeton schon an und für
sich eine fortgeschrittene Bauweise und die Form in
welcher er hier angewendet wurde — ein in sich voll-
ständig geschlossenes Gerippe vom Fundament bis
zur Dachspitze — darf entschieden, wenn außerdem
noch der rasche Aufbau und die große Festigkeit des
Bauwerkes ins Auge gefaßt werden, als besonders
fortschrittlich und modern im angedeuteten Sinne
bezeichnet werden.

Auch was die Anordnung der Konstruktion im

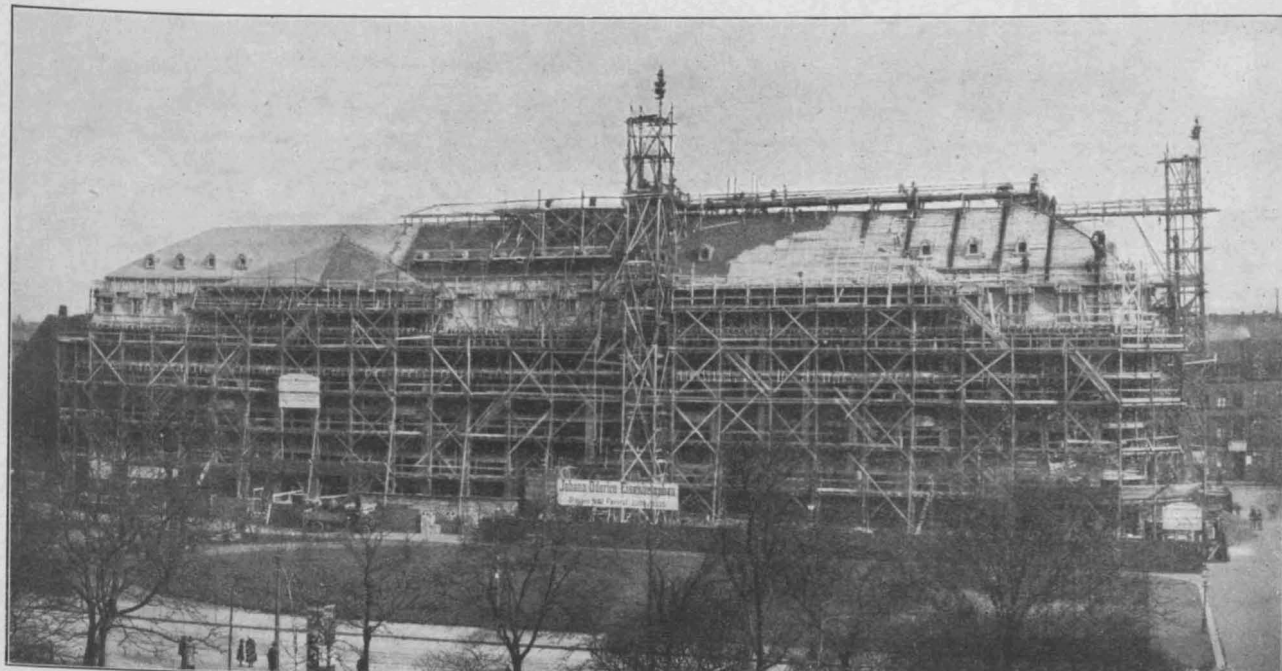


Abbildung 7. Gesamtbild des Baues mit Beton-Aufzügen während Betonierung des Daches.

der fortgeschrittenen Theorie auf dem Gebiete des Eisenbetons, sowie der eingehenden praktischen Versuche des „Deutschen Ausschusses für Eisenbeton“ nach Möglichkeit zu verwerten, um Alles zu tun, was nach dem heutigen Stande des Eisenbetons für eine einwandfreie Eisenbeton-Konstruktion erforderlich ist. So wurde u. a. mit Rücksicht auf die große Länge des Baues dieser durch 4 Ausdehnungsfugen in 5 Teile geteilt, um bei Temperaturschwankungen oder bei Schwindungen des Betons eine freie Beweglichkeit zu schaffen. Die Dächer, welche infolge der von den Architekten gewählten äußeren Gestalt An-

Abbildung 1.
Grundriß in verschiedenen
Geschoßhöhen.

0 5 10 20 m

KELLERGEOSCHOSS

VERBUNDUNGS-
BAU

UNTERRIEMELTER HOF

Hängesäule
25/25

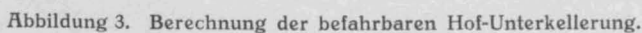
Monierwand

FRÜHGESCHOSS

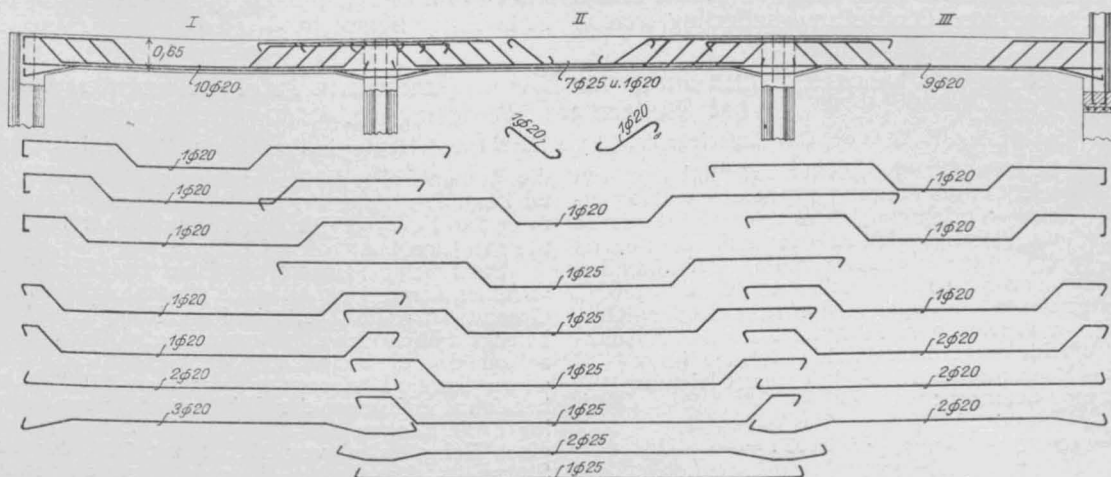
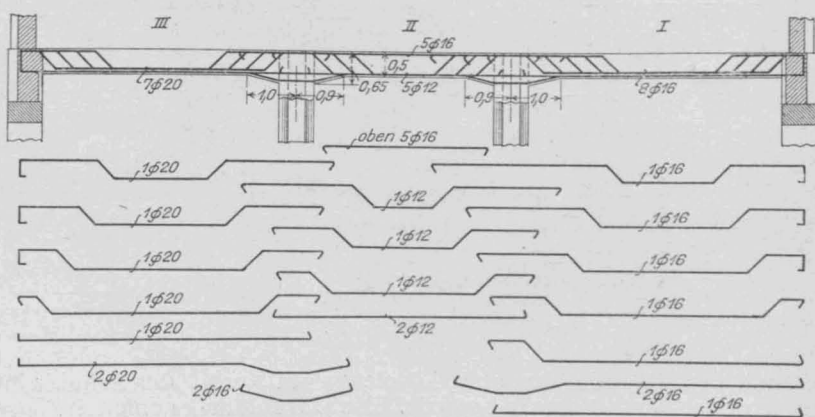
DACHGESCHOSS

Grundriß in verschiedenen Geschoßhöhen

Der Bau zerfällt, wie aus den in No.1/2 des Hauptblattes der „Deutschen Bauztg.“ mitgeteilten Grundrissen und Schnitten, sowie aus dem hier beigegebenen Grundriß für die Deckenausbildung! Abbildung 1, der Teile aus den verschiedenen Geschossen darstellt, sowie aus dem Querschnitt Abbild.2, S.44, ersichtlich ist, in nach zwei Hauptfronten langgestreckte Gebäudeabschnitte, die an der zur Hauptfront querliegenden Straße durch einen Querbau und in der Mitte des ganzen Gebäudes durch einen Mittelbau verbunden sind. Zwischen diesen Gebäudeteilen und dem Nachbargebäude verbleiben zwei große Höfe, welche durchweg unterkellert sind und deren Konstruktion ebenfalls in Eisenbeton hergestellt wurde. Mit dem Kellergeschoß bedeckt das Gebäude eine Fläche von rund 4000 qm, mit dem Obergeschoß eine solche von rund 3200 qm. Es sind dann im Gebäude hergestellt worden: Die Umfassungsmauern des Kellergeschosses, deren Fundamente sowie die der mittleren Säulen in Stampfbeton, sämtliche Decken mit den dazugehörigen Haupt- und Neben-Unterzügen, die Fensterstürze, Mittel- und Fassadensäulen, die gesamte Dachkonstruktion, die



Technical drawing of a three-part gutter system. The top part shows a cross-section of the gutter with dimensions: 0,65, 0,165, 0,1, 0,125, and 0,47. Below this, the gutter is divided into three sections with labels: 'unten $\phi 12$ alle 12,5 cm', 'unten $\phi 10$ alle 14,5 cm' and 'oben $\phi 10$ alle 22 cm', and 'unten $\phi 10$ alle 9,5 cm'. The bottom part shows the gutter profile with arrows indicating the direction of water flow. The text 'abwechselnd 1 gerade, 2 gebogen' is written at the bottom right.



Abbildungen 5 und 6. Bewehrung von Unterzügen im Kellergeschoß.

Gewölbe über dem großen Sitzungssaal, die Treppen-Anlagen, sowie verschiedene Wände der Tresoranlage in Eisenbeton, und zwar wie schon oben erwähnt, als vollständig geschlossenes Traggerüst ohne Zuhilfenahme des Mauerwerkes, das erst nach Fertigstellung der Betonkonstruktion eingefügt wurde.

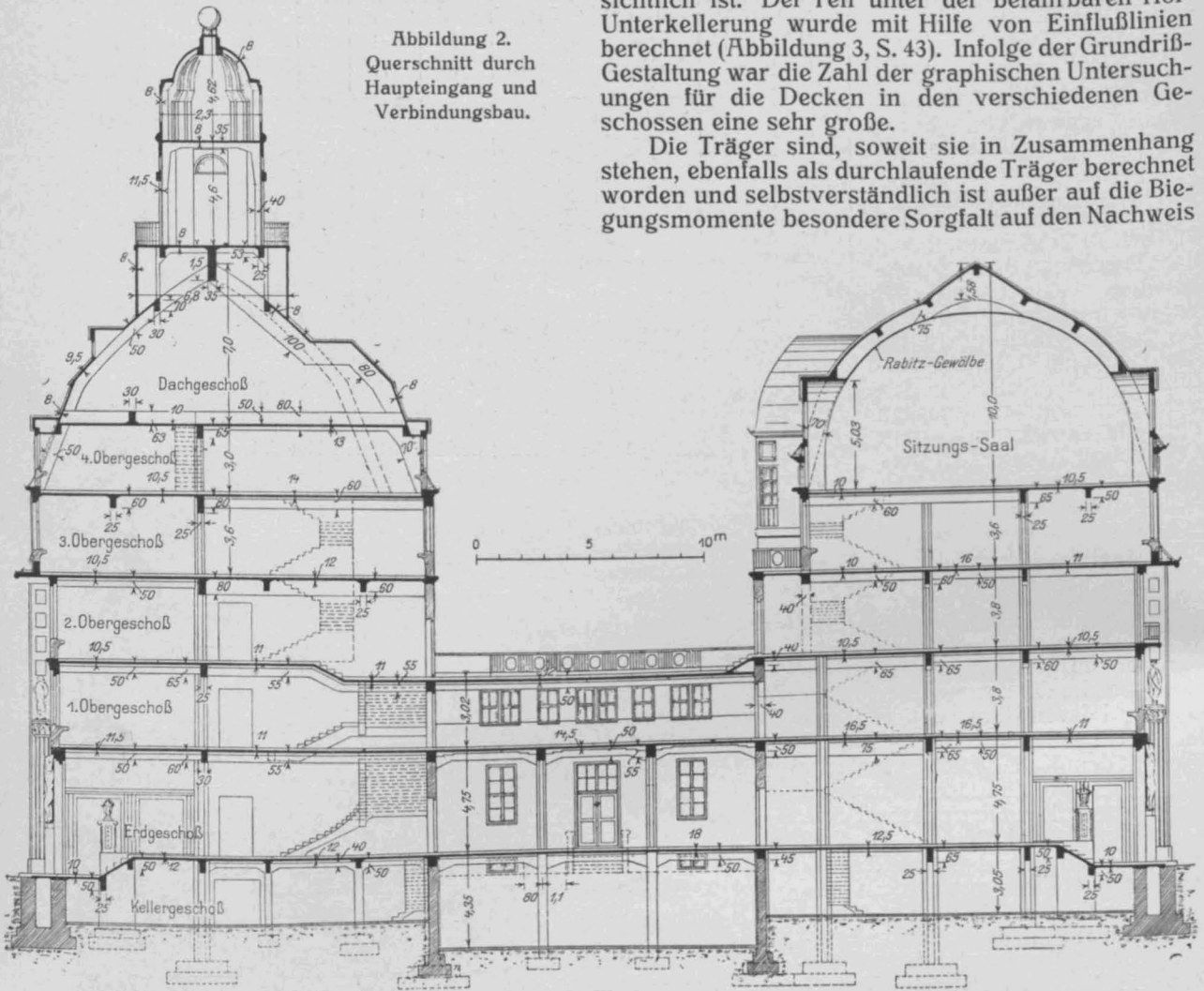
Als Nutzlast wurde durchweg, mit Ausnahme der Hofunterkellerung und Durchfahrt, 300 kg/qm, für Fußbodenbelag 180 kg/qm angenommen. Letzterer bestand, um gute Schallsicherheit zu gewährleisten, aus etwa 6—8 cm Sandauffüllung und einer Ziegelflachsicht, sowie aus dem eigentlichen Belag, für den

an den tiefsten Stellen eine Erdauffüllung von rund 40 cm aufzunehmen hat, ist durchweg mit einer Nutzlast von 500 kg/qm berechnet worden und an den Stellen, wo sie befahrbar sein soll, mit der erwähnten Wagenlast.

Die Anordnung und Stärke der Deckenkonstruktion über dem Kellergeschoß ist aus dem Grundriß Abbildung 1, links oben, sowie aus dem Querschnitt Abbildung 2, zu ersehen. Es sind die Deckenplatten als durchlaufende mit veränderlicher Lastenstellung belastete Träger berechnet worden und zwar nach der graphischen Methode von Prof. Ritter, die übersichtlich ist. Der Teil unter der befahrbaren Hof-Unterkellerung wurde mit Hilfe von Einflußlinien berechnet (Abbildung 3, S. 43). Infolge der Grundriß-Gestaltung war die Zahl der graphischen Untersuchungen für die Decken in den verschiedenen Geschossen eine sehr große.

Die Träger sind, soweit sie in Zusammenhang stehen, ebenfalls als durchlaufende Träger berechnet worden und selbstverständlich ist außer auf die Biegemomente besondere Sorgfalt auf den Nachweis

Abbildung 2.
Querschnitt durch
Haupteingang und
Verbindungsbau.



je nach den Räumen Terrazzo, Linoleum auf Kork-estrich oder Parkett gewählt wurde. Die Durchfahrten wurden für 5 cm starken Zement-Makadam und eine Wagenlast von 5000 kg Gesamtgewicht oder 1250 kg Raddruck bemessen. Die Hofunterkellerung, welche

der Schubkräfte bzw. der durch diese entstandenen schiefen Zugspannungen gelegt worden. Für die Anordnung der Eiseneinlage in den Trägern, Unterzügen und Deckenplatten, geben die Abbildn. 4—6, S. 43 einige Beispiele. — (Schluß folgt.)

Neues Verfahren zur raschen Ermittlung der Biegemomente in eingespannten Gewölben nebst Pfeilern und Widerlagern.

Von Dr.-Ing. R. Färber, Ober-Ingenieur der Firma Buchheim & Heister in Frankfurt a. M. (Schluß.)



Alle diese Schwierigkeiten beseitigt man nun leicht durch Anwendung des Gewölbeexpansions-Verfahrens; denn dadurch ist man in den Stand gesetzt, an jeder Stelle des Bogens ein solches Korrekturmoment K künstlich hervor zu rufen, daß nunmehr das größte positive und das größte negative Moment einander gleich, z. B. bei $\xi = 0,4$ gleich dem Mittelwert aus den Absolutwerten der beiden oben berechneten Beträge ($\max + M$ und $\max - M$) werden. Berücksichtigt man Gleichung (19), so erhält man demnach:

$$M_{0,4} = \frac{1}{2} \cdot 17,11 \cdot \frac{1}{2} p_e \cdot l \cdot 0,005 l = \frac{p_e \cdot l^2}{47}.$$

Das Moment erscheint also wieder in der allgemeinen Form der Gleichung (18), nur fallen die Divisoren kleiner,

die Momente also größer aus als bei gleichmäßig verteilter Last. Die unterste, mit P bezeichnete Kurve (Abbildung 5 in No. 5) ergibt den Verlauf dieser Divisoren im übrigen Gewölbe.

Setzt sich die Gesamtlast P aus zwei Einzellasten zusammen, deren Abstand einen gewissen Prozentsatz der Gesamtstützweite l (Abstand der Kämpfermittelpunkte) beträgt, wobei noch angenommen wird, daß die eine Einzellast 60%, die andere 40% der Gesamtlast P ausmacht, so werden die Divisoren größer; die mit 10% bzw. 20% bezeichneten Kurven der Abbildung 5 liefern deren Werte für Entfernungen der Einzellasten (z. B. Achsabstände einer Dampfwalze) von 10% bzw. 20% der Gewölbe-Stützweite. Dazwischen liegende Werte werden mit dem Auge interpoliert. Etwas zu ungünstig, aber vereinfachend wird auch hier angenommen, daß die Ersatzlast

p_e nach Gleichung (19) so berechnet wird, als ob die beiden Einzellasten in einem Punkt konzentriert wirken würden. Soll also z. B. ein Gewölbe von 20 m Stützweite für eine Dampfwalze von 20 t, oder bei 4 m Verteilungsbreite für $P = 5$ t berechnet werden, so ist zunächst die Ersatzlast $p_e = 10:20 = 0,50$ t/qm zu bilden, mit deren Hilfe Form und Normalkräfte entsprechend meiner Abhandlung in No. 1 der „Mitteilungen“ 1915 bestimmt werden. Beträgt der Achsabstand der beiden Walzen 3 m = 15 % der Spannweite, so ergibt sich das Moment im Scheitel zu $0,50 \cdot 20^2:87 = 2,30$ mt, in Bogenmitte ($\xi = 0,5$) zu $0,50 \cdot 20^2:62 = 3,23$ mt; bei $\xi = 0,8$ wird das Moment am kleinsten und beträgt noch $0,50 \cdot 20^2:101 = 1,98$ mt, und im Kämpfer bei $\xi = 1,0$ erhält man $0,50 \cdot 20^2:28 = 7,15$ mt.

Die Art der Belastung von Eisenbahnbrücken liegt zwischen den bisher gekennzeichneten Belastungsarten. Die eigentliche Zugbelastung nähert sich mit steigender Spannweite mehr dem Charakter der gleichmäßig verteilten Last, während die schweren Einzellasten der Lokomotiven bei geringerer Spannweite entsprechend mehr zur Gel-

schema und den frei aufliegenden Balken fertig ausgerechnet vor, wie das z. B. beim preuß. Lastenschema der Fall ist, so ist die Ersatzlast bekanntlich durch Division des achtfachen Balkenmomentes mit dem Quadrat der Spannweite gegeben.¹⁾ Eine bequeme, modernen Anforderungen für Hauptbahnen etwa im Rahmen des neuesten preußischen Lastenzuges (20 und 15 t Achslasten) Genüge leistende Formel für die Ersatzlast p_e von Eisenbahn Brücken ist:

$$(20) \dots\dots\dots p_e = \left(1,50 + \frac{18}{l}\right) \text{ in t/qm,}$$

wobei l die Spannweite in Metern bezeichnet. Bei einer Eisenbahn - Brücke von 36 m Spannweite bekommt man $p_e = 1,50 + 0,50 = 2,00$ t/qm; damit bestimmt man Form und Normalkräfte des Gewölbes (nach No. 1 der „Mitteilungen“) und erhält die Momente mit Hilfe der Divisoren in Abbildung 5, S. 39 z. B. das Scheitelmoment = $2,00 \cdot 36^2:112 = 23,10$ mt und das Kämpfermoment $2,00 \cdot 36^2:34 = 76,20$ mt. Es fehlt jetzt nur noch ein bequemes Hilfsmittel, um zu der Normalkraft und dem Moment sofort die Fugenstärke und die etwaige Eisenbewehrung zu finden²⁾; dann ist die Rech-



Abbildung 8. Blick in ein Obergeschoß nach erfolgter Ausschalung. Das neue Verwaltungsgebäude der Ortskrankenkasse in Dresden.



Abbildung 9. Decken z. T. eingeschalt und mit Eiseneinlagen versehen, dahinter Aufbau des folgenden Stockwerkes.

tung kommen. Daraus folgt, daß die Divisoren-Kurven bei Eisenbahnbrücken von der Spannweite abhängen müssen. Die mit 20, 30, 40, 50 und 100 bezeichneten Kurven der Abbildung 5 in Nr. 5 geben den Verlauf der Divisoren für die entsprechende Spannweite in Metern. Theoretisch ergibt sich für unendlich große Spannweite natürlich die p -Kurve. Praktisch empfiehlt es sich aber, stets zwischen der 20er und der 100er Kurve zu bleiben. Auch hier ist vorausgesetzt, daß diejenige Ersatzlast p_e eingeführt wird, welche denselben Schub hervorruft, wie das betreffende Lastenschema in entsprechend ungünstigster Stellung. Liegen die Maximalmomente für dieses Lasten-

nung tatsächlich einfacher als beim frei aufliegenden Balken, weil das Eigengewicht in die Formel für das Moment ($p l^2:n$) nicht eingeht. Das ist ein wohl zu beachtender grundlegender Unterschied; der Bogen ist dadurch erheblich im Vorteil gegenüber dem Balken. Es wird aber nochmals darauf hingewiesen, daß die Voraussetzung für die Gültigkeit der mitgeteilten Berechnungsweise die ist, daß

¹⁾ Fertig ausgerechnete Ersatzlasten für den preuß. Lastenzug vom 1. Mai 1903 findet man in „Nitzsche - Schewior, graphische Tafeln für Eisenbeton“, Leipzig 1909, Seite 52.

²⁾ Ein solches soll in einer späteren Abhandlung geboten werden. Bei dieser Gelegenheit wird dann auch gezeigt werden, wie die Forderung $\phi_k = 0,4$ bei der Dimensionierung zu berücksichtigen ist.

für Gleichheit der positiven und negativen Grenzmomente gesorgt wird, und daß die Länge der Gewölbe-Achse sich nicht ändert. Beides kann nicht durch Rechnung und Konstruktion, sondern nur durch ein bei der Ausführung anzuwendendes technisches Verfahren erreicht werden.

3. Wenn auch durch Anwendung dieses von mir ausgearbeiteten Gewölbe-Expansions-Verfahrens (Patent Buchheim & Heister) die Grundlagen der Berechnung vollkommen sichergestellt und ganz bedeutende Zusatzmomente, die andernfalls unvermeidlich wären, ausgeschaltet werden, so bleiben doch diejenigen Momente noch zu berücksichtigen, welche durch die Temperaturschwankung hervorgerufen werden. Auch hier kann man genau vom Mittel zwischen den Grenztemperaturen ausgehen, weil das Gewölbe-Expansions-Verfahren etwaige Abweichungen der Ausrüstungs-Temperatur (Mittel der mittleren Tages-Temperaturen in den vorhergehenden 3 bis 4 Wochen) von dem Mittel der Grenztemperaturen ausschalten gestattet. Die Größe der Grenztemperaturen bzw. der dadurch bedingte Unterschied in der Achslänge von Gewölben wird am besten durch Beobachtung ausgeführter Dreigelenkbögen gemessen. So ist bei der Puppenbrücke in Lübeck der Unterschied zwischen höchster und tiefster Scheitelstellung im Lauf eines Jahres zu 2 cm beobachtet worden, woraus sich ein Längenunterschied von $\frac{1}{5000}$ der Spannweite, oder eine Schwan-
kung von $\pm \frac{1}{10000}$ ergibt. Diese Ziffer dürfte für gut geschützte Gewölbe in unserem Klima ausreichend sein und sie dürfte bis zum doppelten Betrag bei ganz dünnen Gewölben ohne Ueberschüttung oder gar bei Rippenbögen ansteigen. Es wäre gewiß wünschenswert, die unmittelbare Messung der Längenänderung durch planmäßige Beobachtung der Scheithöhe charakteristischer Dreigelenkbögen weiter zu vervollständigen. Einstweilen kommt man aber mit den mitgeteilten Grenzwerten (1 bis 2 Zehntausendstel der Spannweite) aus.

Infolge der besprochenen Längenänderung ergibt sich natürlich nach wie vor die Verdrehung der Scheitelfuge und deren lotrechte Verschiebung gleich Null; die wagrechte Verschiebung aber wird gleich $\pm \frac{1}{10000} \cdot \frac{1}{2} l$. Da für diese Untersuchung natürlich $P = 0$ gesetzt werden muß, so nehmen die Gleichungen (8) und (9) unter Berücksichtigung der Abkürzungen (11) und (12) die Form an

$$(21) \quad \begin{cases} \xi \cdot a + \xi \cdot b = 0 \\ \xi \cdot b + \xi \cdot c = \pm \frac{l}{20000} \cdot E \cdot J_0 \cdot \frac{4}{f \cdot l^2} \end{cases}$$

Löst man diese Gleichungen auf, und setzt das Ergebnis in Gleichung (5) oder (6) ein, was auf dasselbe herauskommt, da \bar{P} und $\bar{\Omega} = 0$ sind, so ergibt sich das Temperatur-Moment mit $E = 3400000 \text{ t/qm}$ (vergl. „Der Elastizitätsmodul eines Betongewölbes“ in No. 15 und 16 der „Mitteilungen“ Jahrg. 1911) und $J_0 = \frac{1}{12} d_0^3 + 2 \cdot (0,40 \cdot d_0)^2 \cdot F_0 \cdot n = \frac{1}{12} d_0^3 \left(1 + 0,25 \frac{F_0}{d_0} \right)$ zu:

$$(22) \quad M_t = 28 \cdot \frac{d_0^3}{f} \left(1 + 0,25 \cdot \frac{F_0}{d_0} \right) \cdot \frac{a \eta - b}{b^2 - ac} = \frac{d_0^3}{f} \left(1 + 0,25 \cdot \frac{F_0}{d_0} \right) \cdot \tau$$

Denkt man sich in dieser Gleichung die Scheitelstärke d_0 und den Pfeil f in cm ausgedrückt, so ergibt sich, wenn M_t

$$\text{in mt herauskommen soll: } \tau = \frac{360}{\frac{a \eta - b}{ac - b^2}}$$

Aus dieser Gleichung lassen sich genau entsprechend dem früheren Verfahren Grenzwerte für τ ermitteln für die einzelnen Stellen des Bogens, also für $\xi = 0$, $\xi = 0,1$ u. s. f. Diese Grenzwerte sind ebenfalls in Abbildung 5 durch eine gestrichelte Kurve dargestellt. Die Temperaturmomente sind also proportional der dritten Potenz der Scheitelstärke und umgekehrt proportional dem Pfeil; von der Spannweite sind sie unabhängig, im Gegensatz zu den Nutzlastmomenten, welche nur von der Spannweite und nicht vom Pfeil abhängig sind. Hat ein Gewölbe 32 cm Scheitelstärke und eine Eisen-Bewehrung von 10 qcm auf 1 m Tiefe an beiden Leibungen im Scheitel und beträgt der Pfeil 3 m = 300 cm, so ist

$$M_t = \pm \frac{32^3 \left(1 + 0,25 \cdot \frac{10}{32} \right)}{300} = \frac{118}{\tau} \text{ mt (für 1 m Tiefe),}$$

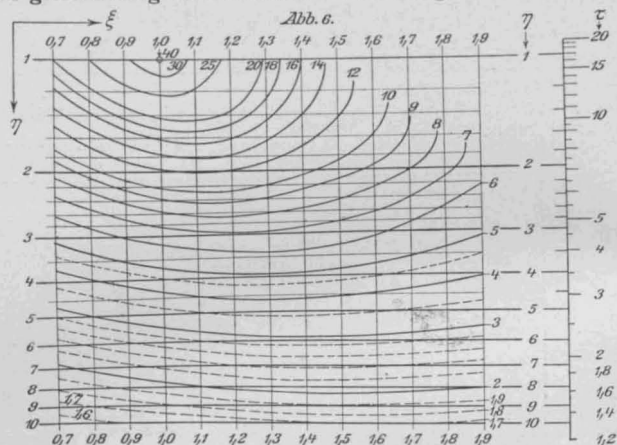
³⁾ Der verfügbare Raum gestattet es nicht, die analytischen Entwicklungen in voller Ausführlichkeit wiederzugeben.

⁴⁾ F_0 ist der Eisenquerschnitt an einer Leibung; der Ausdruck $F_0 : d_0$ versteht sich als Quotient aus qcm Eisenquerschnitt für 1 m Tiefe geteilt durch Scheitelstärke in cm. Für n muß hier folgerichtig nicht die übliche, in Bruchnähe gültige Ziffer 15, sondern 2 170 000 : 340 000 = 6,4 angesetzt werden.

Also im Scheitel: $M_t = \pm 118 : 62 = \pm 1,90 \text{ mt}$, im Kämpfer: $\pm 118 : 18 = \pm 6,55 \text{ mt}$. Diese Momente sind zu den Nutzlastmomenten hinzuzuzählen. Bei der Ermittlung der Abmessungen geht man häufig so vor, daß man diese mit der normalen zulässigen Beanspruchung gegen die Nutzlast allein und mit der $\frac{1}{2}$ -fachen zulässigen Beanspruchung gegen Nutzlast + Temperatur bestimmt, und dabei in jeder Fuge das ungünstigste Ergebnis endgültig verwendet; dieses Verfahren erscheint durchaus empfehlenswert, da die Beanspruchung durch Temperatur niemals stoßweise erfolgt.

Die Zusatzmomente, welche beim Ausrüsten infolge Schwindens und Zusammendrücken des Gewölbes und Nachgeben der Widerlager entstehen, sind genau proportional den Temperaturmomenten; sie erreichen gewöhnlich den 3 bis 6fachen Wert derselben, doch sind mir auch manche noch wesentlich ungünstigere Fälle bekannt geworden. Rissebildungen oder mindestens starke Abminderung der Sicherheit trotz Verstärkung der Abmessungen sind daher unvermeidlich, wenn man nicht durch Anwendung des Gewölbe-Expansionsverfahrens diese Momente ganz ausschaltet. Näheres hierüber muß einer späteren Abhandlung vorbehalten bleiben.

4. Die Gleichungen (5) und (6) gelten auch für Punkte außerhalb des eigentlichen Gewölbes, also für Pfeiler und Widerlager. Dafür lassen sich in ähnlicher Weise Grenzeinflußlinien aufstellen. Wie aus Abbildung 5 ersichtlich, nähern sich die Divisorenkurven außerhalb des Gewölbes einander sehr rasch, so daß es in einiger Entfernung, also meist in den eigentlichen Fundamentflugen zulässig ist, in jedem Belastungsfall nur mit der gleichmäßig verteilten Ersatzlast zu rechnen. Die Divisoren für gleichmäßig verteilte Last und beliebige Punkte außer-



halb des Gewölbes gibt Abbildung 6. Abbildung 5 ist nur für Punkte in der Nähe des Kämpfers zu gebrauchen, weil nur diese genügend genau auf der verlängerten Bogenachse liegen. Nötigenfalls entnimmt man aus Abbildung 5 den prozentualen Einfluß der Belastungsart und berichtigt damit die aus Abbildung 6 gefundenen für gleichmäßig verteilte Last gültigen, sonst genaueren Werte. Zum Beispiel soll bei einer Eisenbahnbrücke von 36 m Spannweite und 6 m Pfeil das Moment im Mittelpunkt einer Widerlagerfuge berechnet werden, der wagrecht 22 m und senkrecht 10 m von Scheitelmittle entfernt ist. Die Nutzlast ist $2,0 \text{ t/qm}$, also $pl^2 = 2590$. Es ist ferner $\xi = 22 : 18 = 1,23$; $\eta = 10 : 6 = 1,67$. Damit ergibt sich aus Abbildung 6 $n = 14,5$ für gleichmäßige Last. Abbildung 5 zeigt, daß der Unterschied der Belastungsarten bei $\xi = 1,23$ nicht ganz verschwunden ist; er bewirkt eine Vergrößerung des Momentes um rund 5 %. Also ist $M = 1,05 \cdot 2590 : 14,5 = 187,5 \text{ mt}$. Aus Abbildung 5 hätte sich $n = 12,5$ ergeben, welcher Wert ein etwas zu großes Moment liefert; allein Abbildung 5 ist wie gesagt deshalb nicht zu gebrauchen, weil sie nur für den Punkt $\xi = 1,23$ auf der verlängerten Bogenachse, nicht den Punkt $\xi = 1,23$ und $\eta = 1,67$ gilt. Für Pfeiler und Widerlager, abgesehen von Fugen in nächster Nähe des Kämpfers, liefert also ausschließlich Abbildung 6 die Divisoren, während aus Abbildung 5 für Punkte mit $\xi < 1,25$, wozu $\eta < 2,0$ gehört, prozentuale Zuschläge zur Berücksichtigung der Belastungsart entnommen werden; es genügt hierfür eine Abschätzung mit dem Auge. Bei Mittelpfeilern sind selbstverständlich die Momente von beiden Gewölben getrennt zu berechnen und dann zusammenzuzählen. Die Temperaturmomente in den Pfeilern und Widerlagern sind nur abhängig von η , nicht von ξ ; die dafür gültigen τ -Werte (Divisoren zu dem Ausdruck $d_0^3 (1 + 0,25 F_0 : d_0) : f$) sind am Rand der Abbildung 6 durch eine Skala dargestellt. Bei Mittelpfeilern sind na-

türlich nicht die Summen der Temperaturmomente aus den anschließenden Bögen, sondern die Differenzen in Rechnung zu stellen, da es nicht vorkommen kann, daß ein Gewölbe erwärmt, das andere abgekühlt wird. Bei gleichen anschließenden Bögen erhalten die Mittelpfeiler also kein Temperaturmoment.

5. Ein Bild über die Zuverlässigkeit des neuen Verfahrens erhält man am besten an Hand eines durchgerechneten Beispiels. Ich greife ein beliebiges heraus: Eine Straßenbrücke für (nach bayerischer Vorschrift) 360 kg/qm Menschengedränge und Dampfwalze von 20 t, Stoßkoeffizient für beides 1,5. Auf 1 m Tiefe gerechnet ergibt sich dann $p = 0,54 \text{ t/qm}$ und P (nach Abzug der verdrängten gleichmäßig verteilten Belastung) $= 6,25 \text{ t}$. Die Spannweite ist 18,6 m. Die Ersatzlast für die Dampfwalze ist also $2 \cdot 6,25 : 18,6 = 0,66 \text{ t/qm}$, sodaß Form und Normalkräfte nach Nr. 1 der „Mitteilungen“, Jahrg. 1915, für $p = 0,54 + 0,66 = 1,20 \text{ t/qm}$ zu berechnen sind. Die Momente betragen:

$$\frac{0,54 \cdot 18,6^2}{n_1} + \frac{0,66 \cdot 18,6^2}{n_2} = \frac{185}{n_1} + \frac{230}{n_2}$$

Die Werte n_1 sind der für gleichmäßig verteilte Last gültigen p -Kurve der Abbildung 5 zu entnehmen; n_2 dagegen der dem Achsabstand der beiden Walzenlasten entsprechenden Divisorenkurve. Dieser beträgt $3 \text{ m} = 16\%$ der Spannweite. Damit erhält man folgende Momente (zum Vergleich sind die Ergebnisse einer mit besonders für diesen Bogen konstruierten Einflußlinien durchgeführten genauen Berechnung gegenüber gestellt; alle Werte sind mt):

| Gewölbefuge $\xi =$ | Momente nach dem Näherungsverfahren | Momente genau gerechnet | | | |
|------------------------|-------------------------------------|-------------------------|-------------|---|---------|
| | | max + M | | max - M | |
| | | | | Mittelwert M (zulässig, falls Korrekturmoment K künstlich hergestellt wird) | K |
| 0,0 (Scheitel) | $\pm 3,73$ | $\pm 3,80$ | $\pm 2,06$ | $\pm 2,93$ | $-0,87$ |
| 0,2 | $\pm 4,30$ | $\pm 4,91$ | $\pm 3,68$ | $\pm 4,30$ | $-0,61$ |
| 0,4 | $\pm 5,37$ | $\pm 6,30$ | $\pm 4,27$ | $\pm 5,28$ | $-1,02$ |
| 0,6 | $\pm 5,08$ | $\pm 5,49$ | $\pm 2,96$ | $\pm 4,23$ | $-1,26$ |
| 0,8 | $\pm 3,46$ | $\pm 2,50$ | $\pm 3,06$ | $\pm 2,78$ | $+0,28$ |
| 1,0 (Kämpfer) | $\pm 12,65$ | $\pm 8,97$ | $\pm 12,52$ | $\pm 10,75$ | $+1,78$ |

Neuere amerikanische Versuche über den Gleitwiderstand einbetonierten Eisens.

(Schluß aus No. 4.)

II. Gleitwiderstand ermittelt an eisenbewehrten Balken.



u den in No. 4 vorausgeschickten Angaben über die Balkenversuche sei noch ergänzend bemerkt, daß Eisen-Einlagen von großem Querschnitt und verhältnismäßig kurze Balken von 1,83 m (6') Stützweite bei 20/30 cm Querschnitt und 25 cm Nutzhöhe gewählt wurden, um den Bruch durch Ueberwinden des Gleitwiderstandes herbeizuführen, was auch in den meisten Fällen gelang. Verwendet wurden im Allgemeinen Rundeseisen, und zwar nur 1 gerader, in ganzer Länge durchgehender Stab, bei einigen Versuchen mehrere Eisens. Außerdem kamen Quadrateisen, glatt und verwunden, und Knoteneisen zur Verwendung. Die meisten Balken besaßen außerdem Bügel in V- und U-Form aus Rundeseisen in den äußeren Dritteln ihrer Länge. Die Balken wurden meist symmetrisch in den Drittpunkten belastet. Bei einigen Versuchen rückten die Lasten näher zusammen oder mehr nach den Enden, andere besaßen kleinere oder größere Spannweite bis zu 3 m. Die Mischung war bei allen Balken 1:2:4 und nur bei den späteren Versuchen des Jahres 1912 mit Mischmaschine hergestellt.

Bei allen Balken wurden die Stabverschiebungen an den Balkenköpfen gemessen, bei einigen auch an Zwischenpunkten (bis zu 13), an denen die Eisen frei gelegt waren. Mit einer Gleitbewegung von $0,0002'' = 0,005 \text{ mm}$ anfangend, wurden die Lasten bei Bewegungen von 0,0125, 0,025, 0,05, 0,125 mm und beim Bruch festgestellt und die zugehörigen Gleitspannungen nach der auch bei uns üblichen Formel

$$\tau_1 = \frac{V}{\mu (h - a - x/3)}$$

berechnet. Bei einigen Versuchen wurden auch die Veränderungen in der Zugspannung der Eisen-Einlagen durch Dehnungs-Messungen an denselben festgestellt und daraus die zugehörigen Gleitspannungen ermittelt. Diese Versuche sollen noch weiter ausgedehnt werden und den Gegenstand späterer Veröffentlichungen bilden. Im Ganzen wurden im Jahre 1909 Vorversuche mit 11 Balken, im Jahre 1911 und 1912 Hauptversuche mit 36 und 63 Balken angestellt. Zu den Balken der beiden letzten Jahre wurden auch aus demselben Beton Parallelversuche mit Ausziehen der Eisen aus Prismen durchge-

führt, ferner Bruchfestigkeits-Ermittlungen an Würfeln von 15 cm Kantenlänge. Man sieht, daß die genau gerechneten Momente, wie es in der Natur der Sache liegt, nur an einer Stelle mit den durch das Näherungs-Verfahren im Handumdrehen gewonnenen Werten fast genau übereinstimmen (hier bei $\xi = 0,2$ und $0,4$); für die übrigen Gewölbefugen liefert das Näherungs-Verfahren etwas zu große Werte, weil es eben mit Hilfe von Grenzeinflußlinien abgeleitet ist, die natürlich nicht für alle Fugen gleich gut zutreffen können. Stellt man aber die Abmessungen sowohl für die genäherten, als auch die genauen Momente fest ($N_o = 70 \text{ t}$, $N_k = 74 \text{ t}$, $d_s = 32 \text{ cm}$, $d_k = 40 \text{ cm}$), so erhält man einen Unterschied im Eisenbedarf von nur 2 M./qm, also etwa 2% der Bau-somme. Dieser geringe Unterschied reicht etwa gerade aus, um die Kosten der genauen Berechnung zu decken, und wird daher bei Vorentwürfen und Veranschlagungen am besten gar nicht berücksichtigt.

Die Durchführung einer genauen Berechnung braucht daher erst kurz vor der Bauausführung zu erfolgen und man kann sicher sein, daß sich dabei nur ganz unbedeutende Änderungen ergeben. Vorteilhaft ist es, wenn die genaue Berechnung der Momente im Zusammenhang mit denjenigen rechnerischen Untersuchungen vorgenommen wird, welche für die Anwendung des Gewölbe-Expansions-Verfahrens ohnehin notwendig werden, weil dann eine Reihe von Zahlenberechnungen nur einmal gemacht zu werden brauchen.

Für jede genaue Gewölberechnung ist es eine unerläßliche Voraussetzung, daß die endgültigen Formen, Abmessungen und etwaigen Eisen-Einlagen vor Inangriffnahme der Berechnung mit größtmöglicher Annäherung schon vorliegen, sonst schwebt die Berechnung in der Luft und liefert ungeeignete Ergebnisse, als das auf Grenzzannahmen aufgebaute Näherungs-Verfahren, bei dem man jedenfalls sicher ist, daß die wirklichen Werte höchstens stellenweise etwas günstiger ausfallen werden. Also schon mit Rücksicht hierauf ist die vollständige Aufstellung eines Entwurfes mit Hilfe des mitgeteilten Näherungs-Verfahrens stets notwendig. Im Anschluß an eine weitere Abhandlung über die Bemessung der Gewölbe-Fugen soll dafür noch ein erläuterndes Beispiel gebracht werden. —

führt, ferner Bruchfestigkeits-Ermittlungen an Würfeln von 15 cm Kantenlänge.

Was zunächst den Einfluß der verschiedenen Bedingungen anbetrifft, unter denen die Rundeseisen geprüft wurden, so zeigt sich hier im Gegensatz zu den früheren Zugversuchen und in Uebereinstimmung mit Stuttgarter Versuchen eine höhere Gleitspannung für die Eisen stärkeren Durchmessers. Bei den Balken mit mehreren Eisen-Einlagen zeigten sich, ebenfalls entsprechend Stuttgarter Versuchen, geringere Gleitspannungen als bei nur einem Eisen, und zwar nur etwa 70% der gefundenen Werte. (Die Höchstlast dieser stärker bewehrten Balken, 1,53 und 1,66 statt 0,98 %, war natürlich höher als bei nur 1 Eisen.) Ein klarer Einfluß der Bügelbewehrung auf die Erhöhung des Gleitwiderstandes wurde bei diesen Versuchen nicht festgestellt. Durch Verstärkung der Betonschicht unter den Eisen-Einlagen ergab sich jedoch in Uebereinstimmung mit in Zürich ausgeführten Versuchen eine merkbare Erhöhung. Die Stärke der Betonschicht betrug im Allgemeinen 5 cm, wurde aber bei einigen Versuchen auf 2,5 cm herab, bei anderen auf 10 cm herauf gesetzt. Diese Balken besaßen keine Bügel. Zwischen den Betonstärken von 2,5 und 5 cm zeigte sich kein wesentlicher Unterschied, dagegen ergab sich für 10 cm ein Höchstwert der Gleitspannung von 39 gegenüber 25 kg/qcm. Verschiedene Stellungen der Lasten hatten im Anfang der Versuche nur geringen Einfluß auf die Höhe der Gleitspannungen. Das Verhältnis der Last-Entfernung vom Auflager zu der Nutzhöhe des Balkens schwankte zwischen 1,2 und 3,2. Für die kleineren Werte, also für die nähere Stellung der Lasten am Auflager, ergaben sich höhere Werte für den Höchstwert der Gleitspannungen, eine Erscheinung, die sich aus dem normalen Kräftespiel im Balken nicht erklären läßt. Bezüglich des Einflusses der Spannweite konnte nur festgestellt werden, daß die der ersten Gleitbewegung des Stabes entsprechende Gleitspannung sich nicht wesentlich mit der Spannweite ändert. Im übrigen gingen fast alle Balken von 2,13—3 m Länge durch Ueberwindung der Zugfestigkeit des Eisens zugrunde, sodaß die Höchstwerte des Gleitwiderstandes nicht festgestellt werden konnten.

Aus den verschiedenen Versuchen mit einem Rundeseisen von 25 und 32 mm Durchm. an Balken mit 1,83 m

Stützweite und belastet in den Drittpunkten, ergaben sich folgende Mittelwerte für die Gleitspannungen:

| Jahr | Zahl der Versuche | Alter i. Mittel | Gleitspannung bei einer Bewegung von | | | τ_1 max kg/qcm | Würfel-festigkeit an 15cm W. kg/qcm |
|-------|-------------------|-----------------|--------------------------------------|-----------|---------|---------------------|-------------------------------------|
| | | | 0,0051 mm | 0,0127 mm | 0,025 m | | |
| 1909 | 6 | 100 Tage | 14,2 | 17,2 | 17,6 | 20,5 | 111 |
| 1911 | 19 | 8 Monate | 16,9 | 21,5 | 23,6 | 26,5 | 213 |
| 1912 | 9 | 63 Tage | 17,6 | 21,9 | 24,3 | 25,9 | 185 |
| i. M. | | | 16,6 | 18,9 | 22,8 | 25,0 | 170 |

Ein Vergleich mit den verschiedenen Stabformen unter sich unter Weglassung der Zahlen des Jahres 1909, die wie aus der oberen Tabelle ersichtlich, für einen Beton erheblich geringer Festigkeit als in den Jahren 1911 und 1912 gewonnen worden sind, hat folgendes Ergebnis (wobei wieder die gleichen Bedingungen wie oben gelten, bei einem Alter von meist 8 Monaten):

| Bezeichnung der Bewehrung | Zahl der Versuche | τ_1 in kg/qcm bei Bewegung d. Stabendes | | τ_1 max kg/qcm |
|--|-------------------|--|-------------|---------------------|
| | | erste meßbare | um 0,025 mm | |
| 25 und 32 mm Rundeisen | 28 | 17,2 | 23,9 | 26,4 |
| 3 Stück 19 " " | 3 | 13,1 | 17,0 | 19,3 |
| 4 " 16 " " | 3 | 12,1 | 16,5 | 17,9 |
| 25 mm Quadrateisen . . | 6 | 13,4 | 17,4 | 19,5 |
| 25 mm verwundenes Quadrateisen | 3 | 15,6 | 20,3 | 23,7 |
| 28,5 mm Knoteneisen, runder Querschnitt | 9 | 17,7 | 25,3 | 34,3 |

In den Balken mit gewöhnlichen Rundeisen begann die Gleitbewegung am Stab-Ende bei 67 % des Höchstwertes des Gleitwiderstandes, bei den Knoteneisen bei 51 %, den verwundenen Quadrateisen bei 60 %, den glatten Quadrateisen bei 68 %. Für die größte gemessene Gleitbewegung von 0,025 mm betragen die bezüglichen Zahlen 91, 74, 85 und 89 %.

Die Gleitspannung betrug für glatte Quadrateisen rd. 75 % derjenigen von Rundeisen ähnlicher Abmessungen, für verwundene Quadrateisen etwa 85 % bei kleinen Gleitbewegungen und 90 % unter der Höchstlast. Also auch bei den Balkenversuchen zeigten sich die Rundeisen den Quadrateisen übertragen. Bei den mit Knoteneisen von 32 mm Durchm. bewehrten Balken zeigte sich eine erste Gleitbewegung ungefähr bei derselben Gleitspannung wie bei Rundeisen. Bei einer Gleitbewegung um 0,025 zeigten sich die Knoteneisen erst um 6 % günstiger, der Höchstwert ist dann aber um 30 % höher als bei den Rundeisen.

Bei allen Balken wurde gefunden, daß schon eine kleine Endbewegung des Eisenstabes kritische Bedingun-

gen für den Gleitwiderstand bedeuten. Bei Balken, die infolge Ueberwindung des letzteren zugrunde gingen, war die Last bei einer Endbewegung von 0,025 mm bereits 89 bis 94 % der Höchstlast, die der Balken überhaupt trug, für gewöhnliche Rundeisen und 79 % für Knoteneisen. Die Größe der Gleitspannungen wechselt auf die Länge, in welcher solche auftreten, erheblich. Hohe Gleitspannungen werden dicht außerhalb der Last bei verhältnismäßig niedrigen Lasten erzeugt. Während in dieser Gegend die Gleitspannungen schon den Höchstwert erreichen, belaufen sie sich in der Nähe der Auflager nur auf 19—40 % des Höchstwertes. Mit steigender Last rückt die Zone hoher Gleitspannungen nach den Stützpunkten zu, während diese sich nahe den Lasten verringern. Die an einzelnen Punkten festgestellte Gleitspannung schwankt zwischen dem halben und dem doppelten Wert der nach dem üblichen Verfahren errechneten mittleren Gleitspannung.

Die Parallelversuche, bei denen Eisenstäbe aus Prismen ausgezogen wurden, zeigten in verschiedenen Versuchsgruppen für die gleiche Gleitbewegung die gleichen Gleitspannungen. Wenn dabei auch Zufälligkeiten in der Wahl der Abmessungen usw. mitsprechen werden, sodaß daraus nicht der Schluß gezogen werden kann, daß die berechneten Gleitspannungen in den Balken den wirklich auftretenden entsprechen, so hält Richterstatter die aus gut durchgeführten Zugversuchen gewonnenen Ergebnisse doch für brauchbar, um sie auf die Balkenbewehrung zu übertragen. Die Zugbeanspruchung des Eisens muß dabei aber genügend tief unter der Streckgrenze bleiben, die Einbettungslänge des Stabes gering sein. Vorgeschlagen werden dafür 8 Durchmesser.

Für die zulässigen Gleitspannungen sind in Amerika von einem gemeinsamen Ausschuss der vier führenden Ingenieur-Vereinigungen folgende Bestimmungen aufgestellt: Für gewöhnliche Rundeisen mit Walzhaut soll die Gleitspannung zu 4 % der Druckfestigkeit gewählt werden, ermittelt an einem gleichwertigen Beton von 28 Tagen Alter und in Zylinderform von 20 cm Durchmesser, 40 cm Höhe. Bei einer Druckfestigkeit des Betons von 140 kg/qcm (2000 lb/□") entspricht das 5,6 kg/qcm (80 lb/□"). Nach den Versuchen mit Ausziehen von Stäben ergaben sich Werte des Gleitwiderstandes bei der ersten Bewegung, die 17 % der Festigkeit, ermittelt an 15 cm-Würfeln, entsprachen. Das würde, umgerechnet auf die Festigkeit, in den erwähnten Zylinderformen 13 % entsprechen und 19 % für den Höchstwert des Gleitwiderstandes. Die zulässige Gleitspannung entspricht nach dem Vorschlag des Ausschusses $\frac{1}{3}$ der ermittelten Gleitspannung im Anfang der Gleitbewegung und $\frac{1}{5}$ des Höchstwertes, bietet also noch reichliche Sicherheit. Der Berichterstatter empfiehlt auch für Knoteneisen mit Rücksicht auf die dabei auftretenden ungünstigen Nebenspannungen, keine höheren Werte zu wählen. — Fr. E.

Vermischtes.

Zur Prüfung plastischer Mörtel bringt Heft 8-9 Jahrg. 1914 der „Mitteilungen aus dem kgl. Materialprüfungsamt Berlin-Lichterfelde“ einen Bericht von Prof. M. Gary als Obmann des Ausschusses 14 des „Deutschen Verbandes für die Materialprüfungen der Technik“, der nach erneuten Versuchen, die der Ausschuss während des Jahres 1914 angestellt hat, wieder zu dem Schluß kommt, daß es „trotz sorgfältigster Beobachtung aller Einzelheiten der Versuchsanweisung nicht möglich ist, mit den plastischen Proben die gleiche Uebereinstimmung der Werte untereinander und an verschiedenen Versuchsstellen zu erzielen, wie sie bei gleich sorgfältiger Arbeit und mit geringem Zeitaufwand an den erdfeucht nach den deutschen Normen eingerammten Probekörpern erreicht werden kann.“

Die Prüfung der Zemente und überhaupt der hydraulischen Bindemittel mittels auf Biegung beanspruchter Mörtelstäbe, die in plastischer Konsistenz eingeformt werden, ist bekanntlich auf Vorschlag von Prof. Schüle in Zürich in den Arbeitsplan des internationalen Verbandes (Kommission 42) aufgenommen worden und schon im Jahre 1912 hat sich der deutsche Ausschuss auf dem 6. internationalen Kongreß in New-York auf Grund von ihm durchgeführter Versuche dagegen ausgesprochen, daß diese Probe als entscheidende Zementnormenprobe angenommen werden könnte.

Auf Grund eines von Prof. Schüle aufgestellten genauen Arbeitsplanes zur möglichsten Sicherstellung einer gleichartigen Versuchsdurchführung an verschiedenen Stellen sind dann von den deutschen Mitgliedern erneut Versuche i. J. 1914 gemacht worden, nachdem vorher die Frage des Wasserzusatzes noch einmal näher erläutert worden war. Die Versuche sind mit 3 verschiedenen Ze-

menten an 11 verschiedenen Stellen durchgeführt und in Vergleich gestellt mit gleichzeitig ausgeführten Prüfungen nach den deutschen Normen. Danach ergab sich, daß bei der Probe mit erdfeucht hergestellten Normenkörpern sich die Abweichungen der Einzelversuche von dem Mittelwerte nach oben und unten im Mittel aus den Versuchen der 11 Prüfungsstellen bei den Zugproben zu 3,1 %, bei den Druckproben zu 1,9 % ergaben, dagegen bei den plastisch hergestellten Prismen zu 5,4 % bei der Biegeprobe und zu 7,2 % bei der nachfolgenden Druckprobe an den Teilen des zerbrochenen Stabes. Photographische Aufnahmen von nach dem plastischen Verfahren hergestellten Prismen, die den Gary'schen Ausführungen beigegeben sind, zeigen, daß trotz sorgfältigster, daher auch zeitraubender Herstellung der Körper die von der großen Wassermenge und von Luftinflüssen herrührenden Poren recht ungleichmäßig im Körper verteilt sein können, welche Biege- und Druckfestigkeit naturgemäß wesentlich beeinflussen. Die großen Abweichungen in den Ergebnissen sind daher erklärlich. Bezüglich der Möglichkeit der Gewinnung gut übereinstimmender, vergleichbarer Werte an verschiedenen Stellen und zu verschiedenen Zeiten genügt also das Verfahren nicht und steht jedenfalls zurück hinter dem bisher in Deutschland angewandten. Eine Veranlassung, das altbewährte deutsche Normen-Verfahren gegen dieses neuere einzutauschen, liegt daher nicht vor. —

Inhalt: Die Eisenbetonarbeiten des neuen Verwaltungs-Gebüdes der Ortskrankenkasse zu Dresden. — Neues Verfahren zur raschen Ermittlung der Biegemomente in eingespannten Gewölben nebst Pfeilern und Widerlagern. (Schluß.) — Neuere amerikanische Versuche über den Gleitwiderstand einbetonierten Eisens. (Schluß.) — Vermischtes. —

Verlag der Deutschen Bauzeitung, G. m. b. H., in Berlin.
Für die Redaktion verantwortlich: Fritz Eiselen in Berlin.
Buchdruckerei Gustav Schenck Nachflg. P. M. Weber in Berlin.